



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI - UNIVATES  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM PAVILHÃO PARA  
AVIÁRIO LOCALIZADO NA CIDADE DE ARROIO DO MEIO**

CASSIANA MARIA PERIN POZZAGNOLO

Lajeado, novembro de 2017

Cassiana Maria Perin Pozzagnolo

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM PAVILHÃO PARA  
AVIÁRIO LOCALIZADO NA CIDADE DE ARROIO DO MEIO**

Trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II,  
do Curso de Engenharia Civil, da Universidade do  
Vale do Taquari – UNIVATES,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de  
Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Pedro Grala

Lajeado, novembro de 2017

Cassiana Maria Perin Pozzagnolo

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM PAVILHÃO PARA  
AVIÁRIO LOCALIZADO NA CIDADE DE ARROIO DO MEIO**

Pedro Grala orientador

Universidade do vale do taquari - UNIVATES

Douglas Ferreira Velho

Universidade do vale do taquari - UNIVATES

Marcelo Freitas Ferreira

Universidade do vale do taquari - UNIVATES

Lajeado, novembro de 2017

## RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento estrutural de um pavilhão com estrutura metálica, para criação de aves, este pavilhão apresenta dimensões pouco comuns, o mesmo possui 130 metros de comprimento e 15 metros de largura. Para realização deste dimensionamento foi realizado o levantamento das cargas, considerando a influência do vento, das cargas permanentes e das cargas acidentais, com isso seja possível indicar a estrutura mais segura para as situações a que a estrutura está exposta. Já as situações de análise de carga de vento foram utilizadas as especificações da norma NBR 6123, para o levantamento das demais situações de segurança estrutural seguiu-se a NBR 8681, e o dimensionamento da estrutura metálica utilizou-se as definições da norma NBR 8800, o método utilizado para a definição da estrutura foi os estados limites últimos. De acordo com as cargas e situação á que o pavilhão esta exposto é possível apresentar a melhor solução estrutural, que consiste em uma estrutura com tesouras treliçada, utilizando perfil U, e pilares de aço utilizando perfil I.

**Palavras-chave:** Estrutura metálica. Dimensionamento. Pavilhão.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama tensão-deformação, dos aços ASTM A36, A242, A325 e A490. ....	19
Figura 2: Componentes principais de um pavilhão. ....	21
Figura 3: Detalhe dos elementos da tesoura. ....	21
Figura 4: Contraventamentos nos cordas das tesouras. ....	23
Figura 5: Cargas de vento atuando na edificação. ....	25
Figura 6: Esquema de um laminador. ....	26
Figura 7: Modelos de perfis de chapa dobrada. ....	27
Figura 8: Mapa das isopletas da velocidade básica no Brasil. ....	33
Figura 9: Corte AA. ....	69
Figura 10: Planta baixa do pavilhão, com detalhe. ....	70
Figura 11: Diagrama de pressão e forma para as paredes. ....	71
Figura 12: Diagrama de pressão e forma para o telhado. ....	72
Figura 13: Diagrama de pressão para as paredes. ....	75
Figura 14: Diagrama de pressão para o telhado. ....	75
Figura 15: Resultante vento longitudinal. ....	78
Figura 16: Resultante do vento em sucção. ....	78
Figura 17: Detalhamento da tesura, com nomenclatura das peças. ....	79
Figura 18: Esforços resultantes da combinação 2. ....	81
Figura 19: Reações de esforço normal combinação 2. ....	82
Figura 20: Esforços resultantes da combinação 3. ....	84
Figura 21: Reações de esforço normal combinação 3. ....	85
Figura 22: Localização dos contraventamentos. ....	90
Figura 23: Carga e reação do contraventamento. ....	90
Figura 24: Carga e reação do contraventamento com diagonais. ....	92
Figura 25: Reações, combinação 2. ....	94
Figura 26: Reações, combinação 3. ....	95

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fator de rugosidade ( <b>S2</b> ).....	36
Tabela 2: Valores mínimos do fator estatístico ( <b>S3</b> ).....	37
Tabela 3: Coeficiente de pressão e forma para paredes.....	42
Tabela 4: Coeficiente de pressão e forma para telhados. ....	43
Tabela 5: Coeficientes de ponderação das ações.....	44
Tabela 6: Fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ das ações variáveis. ....	45
Tabela 7: Peso específicos dos materiais.....	46
Tabela 8: Coeficiente de ponderação de resistência. ....	48
Tabela 9: Coeficiente de flambagem causado por flexão.....	50
Tabela 10: Valor de b/t.....	53
Tabela 11: Parâmetros referentes ao momento fletor resistente. ....	61
Tabela 12: Análise combinação caso 1. ....	73
Tabela 13: Análise combinação caso 2. ....	73
Tabela 14: Análise combinação caso 3. ....	74
Tabela 15: Valores das reações. ....	86
Tabela 16: Dimensionamento banzos, diagonais e montantes. ....	88
Tabela 17: Dimensionamento dos contraventamentos. ....	91
Tabela 18: Dimensionamento dos contraventamentos com diagonais. ....	92
Tabela 19: Dimensionamento das diagonais. ....	93
Tabela 20: Dimensionamento dos pilares.....	95

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

cm – centímetro

cm<sup>2</sup> – centímetro quadrado

cm<sup>3</sup> – centímetro cúbico

kgf – quilo grama força

kN – quilonewton

m - metro

mm – milímetro

NBR - Norma Brasileira

## SUMÁRIO

<b>Resumo:</b> .....	<b>4</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>11</b>
1.1 Objetivos gerais .....	13
1.2 Objetivos específicos .....	13
1.3 Limitações da Pesquisa .....	13
1.4 Justificativa de Pesquisa .....	14
1.5 Estrutura da Pesquisa .....	14
<b>2. REVISÃO DE LITERATURA</b> .....	<b>15</b>
2.1 Considerações gerais .....	15
2.2 Vantagens da estrutura de aço .....	16
2.3 Desvantagens da estrutura de aço.....	17
2.4 Características do aço .....	17
2.5 Tensão-deformação do aço .....	18
2.6 Tipos de edifícios .....	19
2.7 Modelo estrutural.....	20
2.7.1 Tesouras .....	21
2.7.2 Terças .....	22



2.7.3	Contraventamento.....	23
2.8	Fundações.....	24
2.9	Produtos estruturais.....	25
2.10	Perfis laminados .....	26
2.11	Perfil de chapa dobrada.....	26
2.12	Ligações .....	27
2.12.1	Ligações soldadas .....	28
2.12.2	Ligações parafusadas .....	29
2.13	Conexões rígidas.....	29
2.14	Conexões flexíveis.....	30
2.15	Ações a considerar.....	30
2.15.1	Ações permanentes.....	31
2.15.2	Ações variáveis.....	31
2.15.2.1	Efeitos do vento na estrutura.....	32
2.15.3	Ações excepcionais.....	38
2.16	Estado limite último .....	39
3.	MÉTODOS DE CÁLCULO.....	40
3.1	Ações do vento .....	40
3.2	Peso próprio.....	45
3.3	Dimensionamento de peças tracionadas.....	47
3.4	Dimensionamento de peças comprimidas .....	48
3.5	Dimensionamento de peças fletidas .....	56
3.6	Dimensionamento de peças com atuação de força cortante .....	65
3.7	Dimensionamento de peças com atuação de flexo-compressão.....	67
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	69
4.1	Cálculo da pressão dinâmica.....	69
4.2	Coefficiente de pressão e forma.....	70
4.3	Coefficiente de pressão interna.....	72

<b>4.4</b>	<b>Ações na estrutura.....</b>	<b>76</b>
<b>4.5</b>	<b>Combinações.....</b>	<b>77</b>
<b>4.6</b>	<b>Análise das cargas em cada nó .....</b>	<b>79</b>
<b>4.7</b>	<b>Dimensionamento das tesouras .....</b>	<b>88</b>
<b>4.8</b>	<b>Dimensionamento dos contraventamentos.....</b>	<b>90</b>
<b>4.9</b>	<b>Dimensionamento dos pilares.....</b>	<b>94</b>
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>97</b>
<b>6.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>99</b>
	<b>APÊNDICE .....</b>	<b>101</b>

## **1. INTRODUÇÃO**

Tendo em vista que o mercado da construção civil está cada vez mais competitivo e apresenta cada vez mais exigência por qualidade, busca-se por soluções eficientes, que tragam economia, durabilidade, conforto e rapidez na execução para os clientes. E é com objetivo de suprir essas necessidades que se empregam as estruturas em aço, também chamadas de estruturas metálicas.

As estruturas metálicas são estruturas composta pela união de peças metálicas ligadas entre si por soldas ou parafusos. Elas são usadas em diferentes situações, o maior emprego deste tipo de material é em pavilhões, edifícios industriais, mas também pode ser usado em estruturas de edifícios residenciais e residências unifamiliares.

As construções em estruturas metálicas podem ser encontradas com bastante frequência sendo utilizadas em obras de grande porte. Segundo Chaves (2007) as construções em estrutura de aço ganham destaque devido o fato de o aço apresentar uma

alta resistência mecânica e por ser um processo construtivo muito rápido, já que a maior parte da construção sai pronta da fábrica e vai para o canteiro obras apenas para realizar a montagem. Além disso, o aço tem a capacidade de suportar maiores vãos, o que é muito importante e decisivo, em alguns casos, na escolha deste tipo de construção. No caso de indústrias, supermercados, depósitos e ginásios que precisam de grandes vãos livres e velocidade na execução da obra, a estrutura metálica é uma boa alternativa.

Ainda de acordo com Chaves (2007), destaca-se que a estrutura em aço apresenta uma considerável redução de custos com as fundações. Isso ocorre devido ao baixo peso próprio da estrutura metálica, que apresenta um peso cerca de dez vezes menor que estruturas de concreto armado.

A grande procura por soluções mais econômicas e eficientes faz com que o mercado se torne cada vez mais competitivo. Com isso, busca-se cada vez mais por novas alternativas e tecnologias para redução de custo. As estruturas de aço não apresentam grandes inovações para o mercado, porém as necessidades do mercado fazem com que se busque mais por esse tipo de estrutura, que possibilita menor tempo de execução de obra e pouca variedade de materiais utilizados, tornando assim as obras mais racionais.

Bellei (2003) relata que as construções em aço vêm sendo adotadas há muitos anos, sendo que as primeiras obras construídas em aço foram no ano de 1750. Isso ocorreu quando encontrou-se uma maneira de produzir o aço em escala industrial.

A utilização do aço com função estrutural ocorreu na França, por volta do ano de 1780, já na Inglaterra a primeira utilização do aço foi no ano de 1757, na construção de uma ponte de ferro fundido. No entanto, o maior emprego deste material em edifícios ocorreu no ano de 1880 nos Estados Unidos, principalmente em Chicago. No Brasil o início da fabricação do ferro fundido se deu por volta de 1812 (BELLEI, 2003).

Conforme Guanabara (2010) o grande número de softwares desenvolvidos e melhorados, para cálculo de projeto estrutural em aço, desde a época do início da utilização do aço até os dias atuais, aumentam a velocidade e a eficiência das atividades de projeto, bem como possibilitam maiores diversidades de modelos, com diferentes aspectos arquitetônicos. A necessidade de redução de custos faz com que cada vez mais

se busque novas possibilidades e ferramentas para novos projetos, prezando por soluções mais racionais e mais competitivas entre as diferentes alternativas estruturais.

### **1.1 Objetivos gerais**

De acordo com a realidade econômica do país e a necessidade de obras mais eficientes e de menor custo, busca-se pela racionalização do material. Tendo em vista essa preocupação econômica, visando o melhor custo benefício, são feitas simulações de situações nas quais a estrutura poderá ser submetida durante sua vida útil, bem como a análise individual de cada peça que forma a estrutura, além da mesma como um todo.

Para que possa ser realizado este dimensionamento, será considerada a influência do vento, das cargas permanentes e das cargas acidentais. Com relação ao primeiro, será realizado os cálculos de pressão dinâmica, coeficiente de pressão e forma, análise de todas as combinações de coeficiente de pressão interna, para que seja encontrada a pior situação de carregamento a que o edifício será submetido. Todo o dimensionamento será feito considerando a metodologia dos estados limites últimos.

### **1.2 Objetivos específicos**

- ✓ Dimensionar um pavilhão em estrutura metálica, com dimensões de 130x15m, sendo este com tesouras espaçadas a cada 4m, pé direito da estrutura 3,5m e altura do telhado 1,77m.
- ✓ Indicar o tipo de perfil que seja eficiente e duradouro para a construção do pavilhão.
- ✓ Realizar o dimensionamento da estrutura com o auxílio de planilhas.

### **1.3 Limitações da Pesquisa**

A escolha do perfil adequado para cada situação de presente trabalho será feita de modo indicar qual o perfil que atende as solicitações de resistência de maneira mais econômica. Porém esta escolha será limitada pelo valor do perfil, considerando diretamente a relação entre o peso e custo do mesmo, não considerando o modo como o perfil é formado (perfil soldado, perfil laminado) ou comercializado.

Não é realizado o dimensionamento das fundações da estrutura, devido ao fato de que não temos dados do solo de onde será construído o pavilhão.

#### **1.4 Justificativa de Pesquisa**

Levando em consideração o fato de proprietários de granjas produtoras de ovos e aves, apresentarem a expectativa de obras mais ágeis, modernas e bonitas. Se vê então a necessidade de um estudo para apresentar a melhor possibilidade que atenda a esses requisitos.

O presente trabalho visa apresentar uma forma econômica e eficiente para a construção deste tipo de pavilhão, formado por estrutura metálica. Busca apresentar um dimensionamento duradouro e econômico e o modelo estrutural mais adequado.

#### **1.5 Estrutura da Pesquisa**

O capítulo 1, apresenta o tema do trabalho a ser desenvolvido, apresentando objetivos gerais e específicos e estrutura do trabalho.

O Capítulo 2 desenvolve a revisão bibliográfica. Nele são abordados assuntos sobre vantagens e desvantagem deste tipo de estrutura, modelos estruturais, partes da estrutura, tipos de materiais e solicitações. Neste capítulo também são expostas as especificações das normas, relacionadas ao dimensionamento em questão, que devem ser seguidas.

A metodologia utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa e dimensionamento da estrutura são abordados no capítulo 3, expondo métodos e equações a serem utilizados para obtenção dos resultados esperados.

No capítulo 4 será abordado os resultados e discussões obtidos a partir da aplicação da metodologia apresentada no capítulo 3. As conclusões obtidas com o termino deste presente trabalho, estão descritas no capítulo 5.

## **2. REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 Considerações gerais**

De acordo com Bellei (2006) os edifícios industriais, comumente chamados de pavilhões, são construções que geralmente apresentam um único pavimento que apresentam uma grande área construída. Os mesmos são constituídos por pórticos planos com espaçamentos regulares entre eles, apresentam cobertura na parte superior e geralmente têm fechamento lateral, sendo que este, na maior parte das vezes, é do mesmo material do qual realizou-se o fechamento da cobertura.

Os pavilhões em estrutura metálica podem apresentar diferentes materiais de fechamento, variando de acordo com a utilização do mesmo e custo benefício oferecidos pelo material escolhido para o fechamento. Estes podem ser aço, concreto armado, alumínio ou madeira, este último é pouco utilizado nos dias de hoje. Esses materiais podem ser empregados de forma conjunta, onde um complementa o outro, ou separadamente.

## 2.2 Vantagens da estrutura de aço

Conforme Nardin (2008) o aço tem características específicas, como a capacidade de resistir a esforços aplicados, bem como transferir os mesmos sem romper e nem apresentar deformação excessiva, o que possibilitou um grande avanço em soluções de construção. Além disso, o aço oferece inúmeras vantagens como elemento construtivo quando comparado ao concreto armado. Essas vantagens são:

- Menor carga nas fundações, pois a estrutura em aço apresenta um menor peso próprio;
- Menor canteiro de obra, pois não existe grande variedade de material empregado na mesma e as peças chegam prontas, apenas para serem montadas na obra;
- Agilidade da obra;
- Menor área útil utilizada por pilares e vigas, isso devido à alta resistência do material, o que acarreta na menor seção dos perfis;
- Alto controle de qualidade, pois as peças são fabricadas em indústrias;

Para Allem e Iano (2013), com a mescla dos elementos metálicos pode-se obter diferentes resultados com relação à resistência do aço. Além disso, há a possibilidade de fabricação de perfis metálicos que atendam às necessidades do projeto, tanto com relação a tamanho, como com formatos diferenciados.

Bellei (2006) reforça que as principais vantagens na construção com estrutura em aço são:

- A alta resistência do aço em relação à tração, compressão e flexão. Isso proporciona um grande suporte de carga pelos elementos estruturais, e devido a esta maior resistência, os perfis metálicos apresentam um tamanho reduzido com relação aos elementos de concreto armado, o que faz com que a estrutura tenha um peso próprio inferior ao das estruturas convencionais;
- Os elementos em aço são fabricados em indústrias, apenas montados em obra, o que proporciona uma grande agilidade da obra;



- A estrutura metálica apresenta grande facilidade em trocar peças da estrutura, o que traz facilidade na substituição ou reforço de elementos e ainda apresenta facilidade no reaproveitamento do material;

### **2.3 Desvantagens da estrutura de aço.**

Conforme Bellei (2003), a principal desvantagem que pode ser encontrada com a utilização do aço-carbono nas estruturas é o fato de que a mesma é suscetível à corrosão, o que requer que os mesmos sejam cobertos com uma camada de tinta, ou seja, apresentem algum outro tipo de proteção contra a corrosão.

Allen e Iano (2013) complementam que onde a estrutura de aço fica exposta ao intemperismo, sem nem um acabamento de proteção mecânica, o mesmo pode sofrer perdas em suas propriedades. Para tanto, a estrutura de aço exposta deve passar pelo processo de galvanização, que consiste em um revestimento zincado que tem por finalidade proteger as propriedades do aço usadas na estrutura. Em alguns casos pode ser necessário o emprego de aços patináveis, com a finalidade de proteger contra a corrosão, além de proporcionar bom efeito estético. Entretanto, este processo pode elevar muito o custo da obra.

### **2.4 Características do aço**

Segundo a IBRACON (2007) o aço é a mais importante liga metálica que o homem conhece. No ano de 2005 a produção mundial deste produto foi superior a 1.132 milhões de toneladas. Dentro desta produção mundial o Brasil é responsável pela produção de 32 milhões de toneladas. Esta quantidade de aço produzida pelo Brasil abrange todas as variedades apresentadas pelo mesmo, sendo que cada uma destas variedades atende uma ou mais determinadas aplicações. Dentro destas variedades encontra-se o aço-carbono.

Para Chiaverini (2008) os aços-carbono, que são usados para estruturas, devem atender requisitos fundamentais definidos. Estes requisitos são o alto valor da relação limite de resistência e limite de escoamento, a homogeneidade e ductilidade, a soldabilidade, que é a propriedade do aço que permite ao mesmo ser soldado e a razoável resistência à corrosão e suscetibilidade de corte por chama. O aço-carbono de baixo e médio carbono atende todos os requisitos citados anteriormente, com exceção

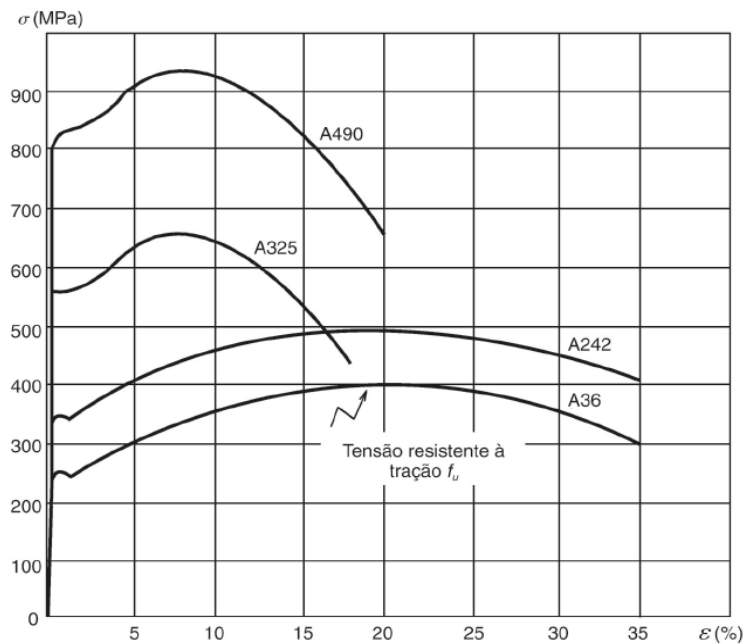
da resistência à corrosão. Estes tipos de aços são obtidos por meio da laminação, onde os limites de resistência à tração variam de 390 a 490 MPa.

## **2.5 Tensão-deformação do aço**

De acordo com Beer et al. (2013) o aço estrutural é um material dúctil. Nestes materiais, à medida que são submetidos a uma carga crescente, o comprimento do corpo de prova cresce linearmente. Inicialmente isso ocorre com uma taxa de crescimento muito baixa. Desta forma o diagrama de tensão-deformação tem sua parte inicial formada por uma reta inclinada, porém quando este corpo de prova alcançar um valor crítico para tensão a deformação sofrida pelo mesmo será grande. Depois de aplicada uma certa carga, quando esta não for mais suportada pelo aço, este começa a ter parte do corpo de prova com alongamento e conseqüentemente diminuição do diâmetro do aço. Uma vez iniciado este processo de perda de diâmetro, mesmo que pequenas as cargas que forem acrescentadas continuarão causando o afinamento do corpo de prova até que o mesmo venha à ruptura.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) quando um perfil metálico é exposto à tração, este tem sua seção transversal alterada, com a tração aplicada o perfil metálico sofre alongamento, aumento de seu comprimento original. A relação entre a força de tração aplicada e a deformação sofrida pelo perfil metálico pode ser acompanhada no diagrama de tensão-deformação apresentado na Figura 1.

Figura 1: Diagrama tensão-deformação, dos aços ASTM A36, A242, A325 e A490.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009)

O aço possui deformação plástica, que consiste em uma deformação ocasionada pela força aplicada na peça, porém no caso da deformação plástica, a peça submetida à carga tem suas propriedades alteradas, mas assim que a carga for retirada, a peça volta às suas características originais. Quando o regime plástico é ultrapassado o material passa a sofrer escoamento ou cedência, este processo é ocasionado pelo aumento da deformação com a tensão constante aplicada (PFEIL e PFEIL, 2009).

## 2.6 Tipos de edifícios

De acordo com Bellei (2006) os edifícios industriais, comumente chamados de pavilhões, podem ser estruturas que apresentam um vão simples ou ainda estruturas de múltiplos vãos, esse fato varia de acordo com a amplitude da área a ser coberta. Dependendo do *layout* e da utilização do pavilhão colunas internas podem não ser apropriadas. Para que não existam esses tipos de inconvenientes, outros sistemas de cobertura são estudadas para que haja o menor número de pilares possíveis na estrutura, sem que isso não afete na qualidade e segurança da edificação.

Edifícios de vão simples são aqueles em que a estrutura não apresenta colunas na parte central do edifício. Desta forma os pilares ficam locados apenas nas laterais da

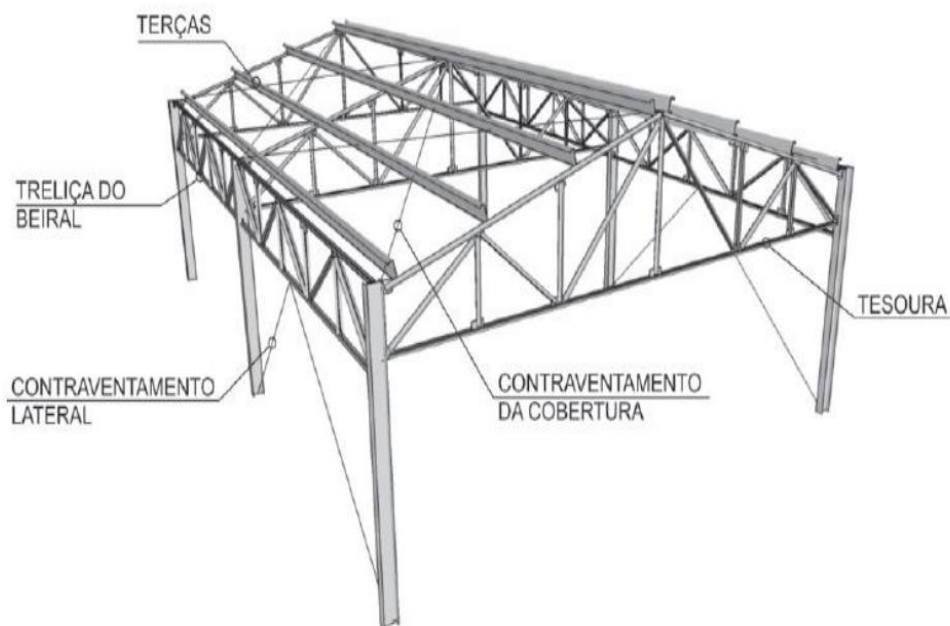
estrutura e estes são responsáveis por suportar todos os esforços do edifício. Já os edifícios de vãos múltiplos, são os edifícios que apresentam a necessidade de colunas intermediárias, isso ocorre devido ao fato do vão de cobertura apresentar maiores dimensões, que não poderiam ser vencidas por vãos simples. Porém em alguns desses casos pode ser necessário, devido à ocupação do edifício, que algumas colunas sejam retiradas, o que ocasiona apenas um vão simples, em meio a dois vãos múltiplos. Isso pode ser resolvido com a aplicação de uma viga, para distribuição da carga para as colunas intermediárias mais próximas. Esta solução cria a necessidade de aplicação de contraventamentos adicionais na cobertura, para que estes ajudem a distribuir as cargas horizontais do vento (BELLEI, 2006).

## **2.7 Modelo estrutural**

Para Beer et al. (2013) as treliças são um dos principais modelos de estrutura da engenharia que oferece soluções práticas e econômicas para várias questões de engenharia, principalmente quando estas se tratam de edifícios e pontes. As treliças são compostas por várias peças retas unidas em suas extremidades, formando nós. De modo geral as treliças são esbeltas e capazes de suportar uma pequena carga lateral, isso indica que as cargas devem ser aplicadas pontualmente nos nós da treliça. Devido a isso também a carga das peças retas, que unem os nós, têm suas resultantes direcionadas para os nós mais próximos, metade da carga para o nó da direita e metade da mesma para o nó a sua esquerda.

O modelo construtivo de um pavilhão em estrutura metálica apresentado na Figura 2, mostra as partes principais de uma estrutura formada por pórticos de tesouras em treliça.

Figura 2: Componentes principais de um pavilhão.

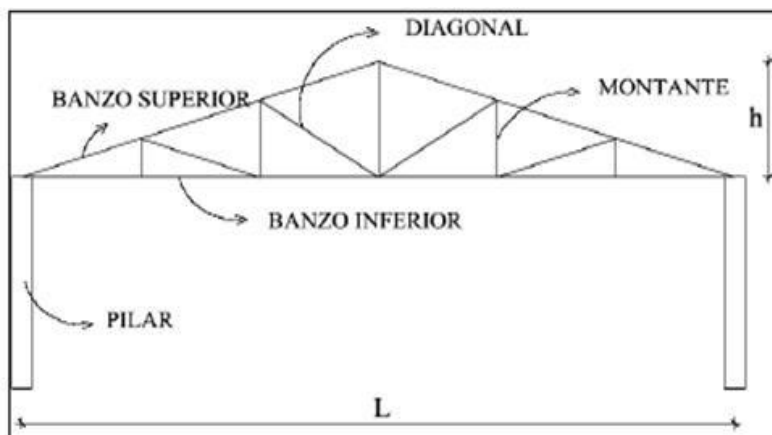


Fonte: Adaptada pelo autor

### 2.7.1 Tesouras

De acordo com Drehmer e Júnior (2010) quando se trata de edifícios industriais, geralmente chamados de galpões ou pavilhões, que normalmente apresentam um grande espaço horizontal a ser protegido, tem-se várias alternativas para cobertura. A mais simples delas é a cobertura de duas águas com tesouras em treliças, que está apresentada na Figura 3.

Figura 3: Detalhe dos elementos da tesoura.



Fonte: Drehmer e Júnior (2010).

Para Ching (2015) este modelo de tesoura tem suas barras verticais trabalhando comprimidas e suas barras diagonais trabalhando tracionadas. De maneira geral, segundo o autor, o método mais eficaz de utilizar treliças onde as barras longas estão submetidas a tração.

Com base em Souza e Rodrigues (2008) as tesouras são estruturas lineares formadas por barras retas, que são colocadas de modo que forme painéis triangulares, onde estes sofrem solicitações por tração ou por compressão. Como mostra na figura anterior as peças que formam a tesoura são:

- **Banzo superior e inferior:** são os principais elementos da treliça, formam um conjunto de barras que limitam superiormente ou inferiormente a treliça;
- **Diagonal:** são as barras que têm o eixo coincidente com a diagonal do painel. O painel é compreendido entre os dois alinhamentos das montantes;
- **Montante:** são as barras verticais da treliça.

### 2.7.2 Terças

Conforme Bellei (2006) as terças são vigas que são colocadas na cobertura. Localizadas entre as vigas principais ou secundárias, que servem para dar suporte às chapas que servirão como cobertura. Estas vigas estão sujeitas às solicitações de flexão dupla e eventualmente sujeitas à flexão simples, causadas pelas cargas atuantes na cobertura, como: chuvas; poeira; e cargas causadas pelo vento, sendo que as cargas por vento podem ser de sucção ou sobre pressão.

Bastos (2015) comenta que a flexão simples se define como uma flexão onde não haja ação de força normal, ou seja, vigas submetidas apenas a um momento fletor, mas este é variável, e isto causa a formação de uma força cortante. Porém quando esta flexão ocorre com a presença de uma força normal teremos a flexão composta.

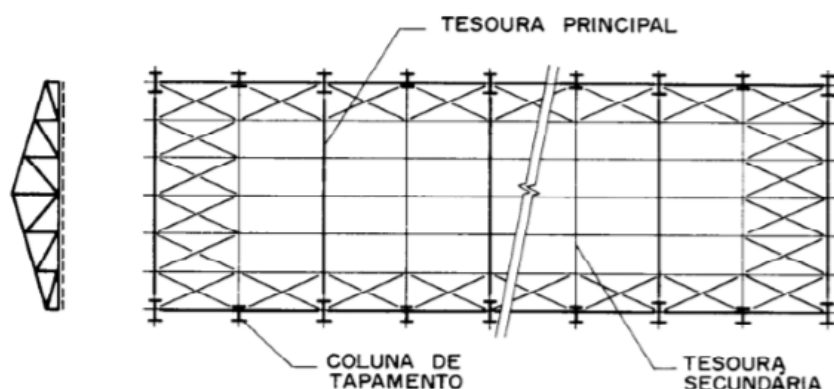
Já para Baságlio (2004) os perfis metálicos ligados à cobertura, que são submetidos à sucção do vento, na situação em que a mesa tracionada está presa à cobertura e mesa comprimida está livre, apresentam uma resistência ao momento fletor

maior que a resistência de um perfil analisado de forma isolada, sem travamento. Este fator ocorre devido à rigidez à torção oferecida ao perfil, pela conexão entre perfil e telha.

### 2.7.3 Contraventamento

De acordo com Bellei (2006) os contraventamentos são barras colocadas nas estruturas, que têm por objetivo dar estabilidade ao conjunto por toda vida útil da estrutura, bem como garantir essa estabilidade durante a fase de montagem da mesma. Além disso, essas barras ainda servem para rigidez espacial ao pavilhão. Os contraventamentos são divididos em duas classes: os horizontais e os verticais. Os horizontais são os que se encontram nas terças, nas cordas das tesouras ou nas vigas de pórtico, como mostra na Figura 4. Já as verticais se localizam entre os pilares.

Figura 4: Contraventamentos nos cordas das tesouras.



Fonte: Bellei (2006)

Segundo Leet et al. (2009) embora as treliças sejam estruturas muito rígidas em seu próprio plano, as mesmas são muito flexíveis fora dele, e por isso esta estrutura deve ser reforçada, utilizando contraventamentos. Os contraventamentos são construídos em barras de aço, e devem fornecer estabilidade à estrutura na posição longitudinal e também transmitir os esforços recebidos para a fundação. Geralmente as barras apresentam geometria circular e são dispostas na estrutura de modo que formem um X. Os esforços de compressão sofridos pelos contraventamentos podem ser desprezados, pois este tipo de esforço é irrelevante para as barras.

## 2.8 Fundações

De acordo com Pinheiro et al. (2016), as fundações são elementos estruturais que apresentam grande importância referente à qualidade estrutural da edificação, pois esses elementos desenvolvem a função de transmitir ao solo todas as cargas resultantes da estrutura. Para que as fundações sejam capazes de desempenhar sua função com eficiência, o solo, sobre o qual está localizada as fundações, deve ter a resistência e a rigidez necessária para suportar as cargas, ao qual está exposto, para que assim não sofra ruptura e também não apresente deformação em demasia.

As fundações podem ser definidas como superficiais ou profundas. As superficiais, também chamadas de fundações rasas, são dispostas em superfícies com até 3,0 metros de profundidade. Esta profundidade deve ser relacionada com o solo ligado à fundação. Desta forma, se a fundação for executada em um subsolo, de, por exemplo, 5,0 metros abaixo do nível da rua, e possuir uma fundação apoiada até 3,0 metros abaixo do nível do subsolo, mesmo estando 8,0 metros abaixo do nível da rua, esta fundação será considerada como superficial ou rasa. No entanto as profundas são elementos estruturais de fundação que são construídos de forma a apresentar profundidades maiores que 3,0 metros. (PINHEIRO et al. 2016 ).

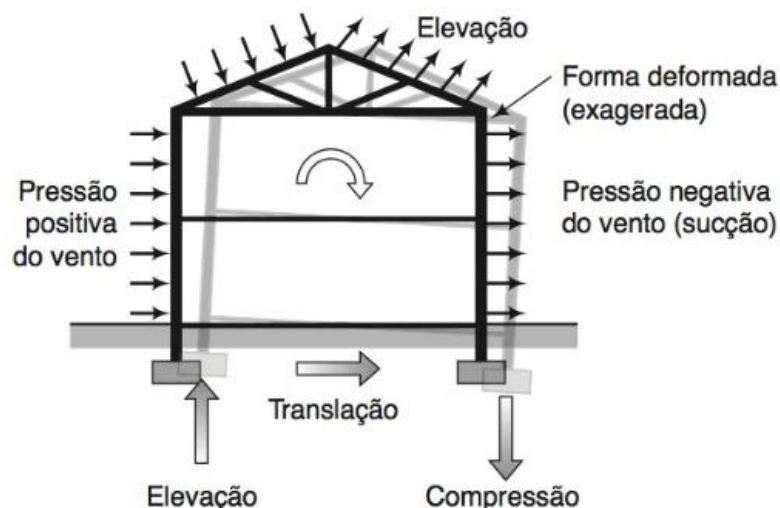
Segundo Budhu (2013) as fundações recebem cargas, oriundas da estrutura acima dela construída, essas cargas podem ser estáticas ou dinâmicas. As cargas estáticas abrangem todas as forças simples sofridas pelas fundações, ou ainda abrange uma combinação de forças. As cargas que irão atuar nas fundações podem ser: cargas permanentes; cargas acidentais; cargas de terra; cargas hidrostáticas; cargas de neve e chuva. Estas são aplicadas na estrutura com diferentes intensidades, direções e localizações, com a junção destes fatores e cargas tem-se um valor final alcançado, sendo este o considerado como carga resultante aplicada nas fundações.

As cargas dinâmicas são as cargas que têm uma aplicação rápida e brusca na estrutura. Esse tipo de carga, de maneira geral, ocorre com diferentes intensidades, direções e localizações, além disso, podem apresentar mudança de direção e intensidade. A deformação causada por essa carga é dependente do tempo e varia de acordo com ele. As cargas devidas ao vento são as que apresentam maiores deformações nas fundações, pois consistem em cargas horizontais e verticais que podem causar



deslizamento, elevação, tombamento e recalque na estrutura, essas variações podem ser vista na Figura 5. As classes de cargas dinâmicas que devem ser consideradas para o dimensionamento são: cargas de impacto, cargas de operação de maquinas, cargas de vento, cargas de terremoto (BUDHU, 2013).

Figura 5: Cargas de vento atuando na edificação.



Fonte: Budhu (2013)

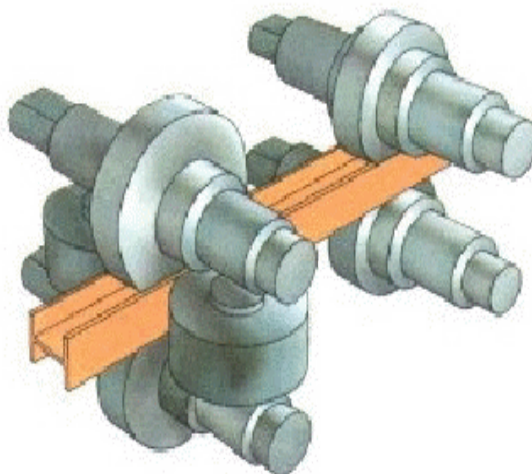
## 2.9 Produtos estruturais

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009), as usinas siderúrgicas produzem aço para utilização com função estrutural, com diferentes formatos, podendo ser estas chapas, perfis laminados, fios trefilados, barras, cabos e cordoalhas. As chapas, barras e perfis laminados são fabricados por laminadoras, as quais dão forma e dimensões desejadas ao aço, por meio de passes repetitivos com o material aquecido. Já os fios trefilados são obtidos por meio de tensionamento da barra de aço. A trefilação é realizada a frio, e é utilizado lubrificante nas barras para que as mesmas não aqueçam. As cordoalhas e os cabos são formados através de união de vários fios. Os perfis ainda podem ser obtidos por meio de dobramento de chapas, dando origem aos perfis de chapa dobrada ou ainda podem ser formados através da solda, formando assim os perfis soldados.

## 2.10 Perfis laminados

Com base em Dias (2002), a fabricação de perfis laminados segue o mesmo processo de fabricação dos produtos laminados planos. Para obtenção do produto final desejado usa-se blocos ou tarugos oriundos do lingotamento, que são direcionados para o processo de laminação. Por meio da deformação mecânica a quente são produzidos os perfis laminados com seção transversal em formato de “I” e “H”. Os perfis oriundos de lingotes de aço obtêm sua forma desejada através de uma seção de passes repetitivos, por pelo meio de rolos, chamado de laminador, que podem ser visto na Figura 6, que dão as formas e dimensões desejadas ao perfil.

Figura 6: Esquema de um laminador.



Fonte: Dias (2002)

Para Pfeil e Pfeil (2009), os perfis laminados que são produzidos com eficiência são os C, L, H e I, os perfis C também são chamados de U. Os perfis H, I e C tem sua produção dividida em grupos, onde dentro de cada um destes grupos se encontra perfis de altura constante e largura da aba variável.

## 2.11 Perfil de chapa dobrada

Conforme Dias (2002), os perfis de chapa dobrados ou também chamados de perfis formados a frio são obtidos por meio do processo de dobramento de chapas planas de aço, esse processo de dobramento é realizado a frio. Embora haja dimensões definidas para esses tipos de perfil, algumas empresas produzem medidas especiais para

atender necessidades particulares de projetos, atendendo apenas as limitações de dimensões de sua linha de produção.

Pfeil e Pfeil (2009) comentam que as chapas planas de aço apresentam a possibilidade de dobra a frio, dando origem assim aos perfis de chapa dobrados. As dobras dessas chapas são realizadas em prensas, onde se usa gabaritos que limitam os raios internos das peças para que atendam alguns valores mínimos, esses valores devem ser atendidos para que não haja fissuração do aço na dobra da chapa.

De maneira geral, a fabricação destes perfis utilizam chapas finas, com no máximo 3mm de espessura, esse fato impõe a peça um problema de instabilidade, que não é apresentado por perfis laminados. A dobra de chapas pode dar origem a diversas peças, algumas com apenas um eixo de simetria ou ate mesmo nem um eixo, pode-se obter peças simples ate as mais complexas, na figura 7 vemos algumas possibilidades de perfis dobrados (PFEIL e PFEIL, 2009).

Figura 7: Modelos de perfis de chapa dobrada



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009)

Ainda segundo Dias (2002), devido ao fato de que as peças formadas através de dobramento de chapas de aço, apresentarem espessuras de no máximo 3mm e também apresentarem dimensões máximas de 50x150x50mm, isso quando se trata de perfis enrijecidos. Por esses motivos de maneira geral esses perfis são indicados para estruturas leves, sendo empregadas na estrutura como barras de treliça e terças.

## 2.12 Ligações

Almeida (2014) diz que a ligação metálica se define pela união de duas ou mais peça. Geralmente o tipo de ligação aplicado é definido com a análise do tipo de

montagem que será realizado, devido à dificuldade de ajuste “*in loco*” pode acabar gerando atrasos e provocar acidentes de trabalho durante o processo de união das partes da estrutura.

Deve-se ter muita atenção nas ligações da estrutura metálica, pois este é um ponto muito importante da estrutura, onde se este ponto for mal executado pode ocasionar grandes problemas à estrutura como um todo. As ligações podem ser feitas com parafusos ou soldas. Será apresentado com mais detalhes as ligações soldadas e as ligações parafusadas.

### **2.12.1 Ligações soldadas**

Para Almeida (2014) o processo de soldagem se refere a uma técnica que possibilita unir duas ou mais peças da estrutura, possibilitando assim a continuidade do material, tornando o material capaz de resistir aos esforços e cargas que o mesmo está sendo solicitado.

Bellei (2006) destaca como vantagem do uso de solda nas ligações metálicas a economia de material. As estruturas soldadas eliminam o uso das chapas gousset, que são as chapas que servem para dar ligação as partes da estrutura em caso de estruturas parafusadas. Em estruturas como treliças ou pontes o peso do aço utilizado na estrutura pode reduzir até 15%.

Já a desvantagem no uso da solda é nas estruturas, é que em estruturas muito longas, onde há muitos pontos de solda pode haver redução no comprimento da estrutura isso devido ao efeito cumulativo da retração, causado pela soldagem. (BELLEI, 2006).

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009) afirma que na fabricação de estruturas, que são formadas por peças metálicas soldadas, deve-se ter atenção e tomar as devidas precauções com a retração da solda, ocorrida com o resfriamento da mesma, pois esse acontecimento pode causar deformações no perfil. Para resolver este problema deve-se programar as soldas de maneira que uma solda possa compensar a deformação causada pela outra.

### **2.12.2 Ligações parafusadas**

Segundo Almeida (2014) as ligações de estruturas metálicas por parafusos têm grande utilização na junção de partes da estrutura na montagem final, no canteiro de obra, isso para possibilitar mais agilidade e por este ser um processo que não necessita grande controle. As ligações parafusadas substituem as ligações por rebite que foram empregados durante muito tempo no mercado da construção civil.

Para Valenciani (1997) os parafusos são indicados para utilização em estruturas que não estão sujeitas a vibrações ou impactos. Os mesmos podem ser usados em construções de aço laminadas a quente, bem como em perfis conformados a frio. A principal utilização deste tipo de ligação é em estruturas leves, perfis de contraventamento, pequenas tesouras e utilizações equivalentes a estas, onde as forças são relativamente baixas e estáticas.

Bellei (2006) diz que as vantagens em usar parafusos nas ligações metálicas são: economia de energia, quando comparado a ligações soldadas, este tipo de ligação pode ser empregada mesmo em locais que dispõem de pouca energia; menor uso de mão-de-obra e, além disso, esta não apresenta grande necessidade de qualificação; melhor resultados em relação a tensões causadas pela fadiga.

Como desvantagens, Bellei (2006) destaca a necessidade de verificação de áreas líquidas e esmagamento de peças, em algumas situações é necessário fazer um reforço nas peças. Além disso, outra desvantagem é a necessidade de previsão antecipada e em alguns casos a pré-montagem na indústria para que não aconteçam erros no casamento dos furos em obra.

### **2.13 Conexões rígidas**

As conexões rígidas são aquelas que não apresentam alteração de ângulo entre as barras conectadas, quando as mesmas sofrerem aplicação de carga sobre elas. Quando se trata de construções de concreto armado, este tipo de ligação apresenta um método de construção relativamente simples, devido ao fato de que se pode realizar a amarração do aço e realizar a concretagem da peça de forma única, criando nela uma conexão rígida. Porém, quando se trata de conexões em estrutura de aço, onde as peças apresentam mesas, de maneira geral surge a necessidade de utilização de enrijecedores, para que

este possa transferir as forças para todas as peças da ligação. Quando se trata de conexões rígidas o método de soldagem facilita a fabricação (LEET et al.2009).

Segundo Dias (2002), as conexões rígidas devem ser projetadas garantindo que o ângulo longitudinal formado entre os eixos das peças conectadas, se mantenha o mesmo. Além disso, deve-se garantir a transferência das forças nas mesas componentes do momento fletor, de uma barra para outra. Bem como este tipo de ligação deve possibilitar a reação de apoio de força normal e cortante entre as peças ligadas.

## **2.14 Conexões flexíveis**

Para Dias (2002), as conexões flexíveis devem servir de apoio para as forças cortante, essa conexão ainda deve permitir a transferência da força normal para as peças de apoio. Além disso, deve possibilitar a rotação entre as peças conectadas, porém deve impedir a rotação da peça em torno de seu próprio eixo.

De acordo a NBR 8800:2008 as conexões flexíveis, realizadas em treliças e vigas, devem ser consideradas, para efeito de calculo apenas as hipóteses de flexibilidades. As ligações flexíveis devem ser formadas de maneira a permitir que ocorra a rotação das peças conectadas, essa rotação deve ocorrer de maneira que a resistência da peça seja mantida e não haja o colapso.

## **2.15 Ações a considerar**

De acordo a NBR 8681:2004 para que se possa dimensionar uma estrutura com segurança, durante a análise estrutural deve-se considerar todas as cargas, que podem ocasionar algum efeito significativo na estrutura, atentado para o estado limite último. As cargas que devem ser levadas em consideração para a verificação da segurança das estruturas são:

- Ações permanentes;
- Ações variáveis;
- Ações excepcionais.

Essas ações serão detalhadas a seguir e também será apresentadas as definições sobre estado limite ultimo.

### **2.15.1 Ações permanentes**

Conforme a NBR 8681:2004 as ações permanentes são as ações que acontecem de maneira a manter seus valores constantes, ou então que apresentam uma pequena variação, para que estas ações sejam consideradas permanentes, isso deve correr durante praticamente toda a vida da estrutura. Podem ser consideradas ações permanentes:

- a) **Ações permanentes diretas:** que são os pesos próprios dos elementos estruturais bem como o peso próprio dos elementos de fechamento e vedação, além disso, se incluem neste item os pesos dos equipamentos fixos utilizados na edificação, e os empuxos causados pelo peso próprio de terras permanentes, além de outras ações permanentes que possam ser aplicadas sobre elas;
- b) **Ações permanentes indiretas:** estas são causadas pelo emprego da protensão e a retração sofrida pelos materiais.

De acordo com isso Bellei (2006) reforça que as cargas permanentes são cargas verticais, formadas pelo peso próprio imposto pela estrutura e também pelo peso proveniente dos materiais de fechamento, vedação e acabamento da edificação. Estas são as cargas que apresentam valores praticamente constantes durante todo o período de vida da edificação.

### **2.15.2 Ações variáveis**

Segundo a NBR 8681:2004 deve-se considerar como ações variáveis as cargas acidentais das construções, assim como os efeitos de força de frenagem de pontes rolantes, forças de impacto e forças centrífugas, bem como os efeitos do vento, efeitos das variações de temperatura, além disso, considerar também as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Estas ações variáveis podem ser classificadas em normais ou especiais:

- a) **Ações variáveis normais:** estas ações apresentam grande probabilidade de ocorrer, com frequência suficiente considerável para que a mesma seja considerada durante o projeto das estruturas;

- b) Ações variáveis especiais:** ações especiais que vem ser consideradas as ações sísmicas.

Ainda de acordo com a NBR 8800:2008 as ações variáveis, são as ações que variam durante a vida útil da edificação. Comumente essas ações são causadas pela ocupação da edificação, ações resultantes de sobrecargas em pisos e coberturas, de divisórias móveis e equipamentos, ações do vento bem como variações de temperatura.

#### **2.15.2.1 Efeitos do vento na estrutura**

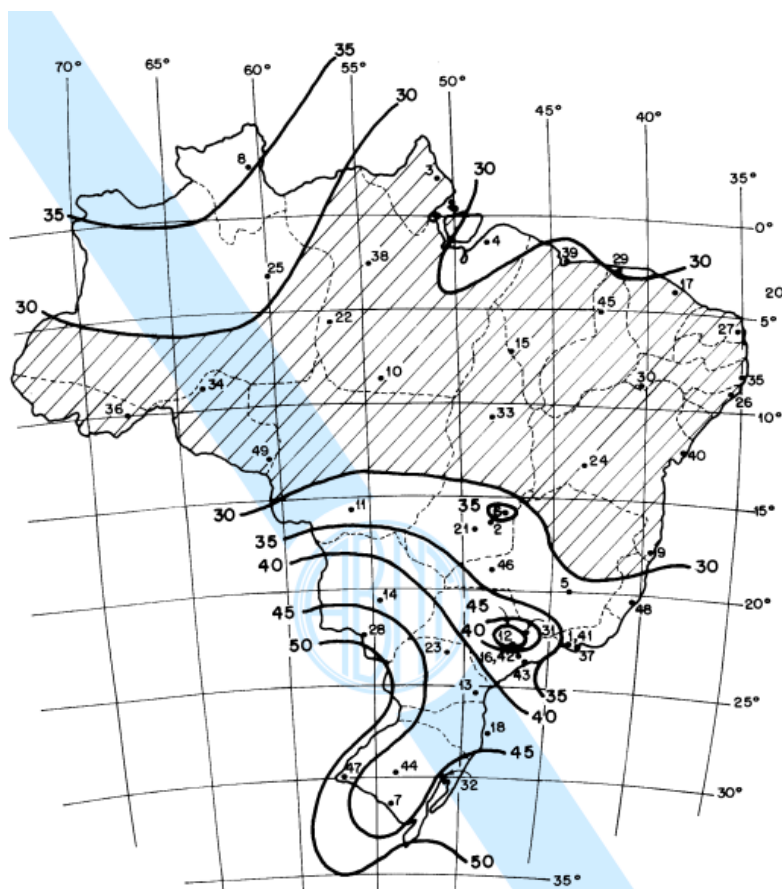
De acordo com Pfeil e Pfeil (2009) as ações a serem consideradas durante o processo de projeto estrutural da edificação são as cargas que atuam na estrutura ou deformações impostas a ela. As forças devidas ao vento são uma das ações a serem consideradas no projeto da estrutura da edificação. Estas cargas estão apresentadas na NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações

Com base na NBR 6123:1988 para se definir a pressão dinâmica, a qual a estrutura esta exposta, deve-se considerar a velocidade característica do vento ( $V_k$ ), para tanto se deve conhecer a velocidade básica do vento ( $V_0$ ), o fator topográfico ( $S_1$ ), fator de rugosidade ( $S_2$ ), fator estatístico ( $S_3$ ). Que são definidos da seguinte forma:

- a) Velocidade básica do vento ( $V_0$ ):** velocidade básica do vento medida sobre 3 segundos, este valor pode ser ultrapassado em média uma vez dentro de 50 anos, a 10m a cima do nível do terreno em lugar aberto e plano. A velocidade básica é obtida do gráfico das isopletas apresentado na Figura 8.



Figura 8: Mapa das isopletas da velocidade básica no Brasil.



Fonte: NBR 6123:1988

**b) Fator topográfico ( $S_1$ ):** para definir o fator topográfico é levado em consideração os diferentes tipos de terreno, e este é determinado deste modo:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$
- Taludes e morros:  $1,0 \leq S_1 \leq 1,1$

Vales profundos, protegidos de vento de qualquer direção:  $S_1=0,9$

**c) Fator de rugosidade ( $S_2$ ):** para definição deste fator deve-se considerar o efeito combinado da rugosidade do terreno, com a velocidade do vento que varia de acordo com as dimensões da edificação e da altura acima do terreno. A rugosidade do terreno é classificada em categorias, são elas:

- Categoria I - Abrange as superfícies lisas e com grandes dimensões, lisos quer dizer com mais de 5km de extensão, sendo que esta medida deve ser considerada na direção e sentido do vento incidente, esta categoria abrange por exemplo:
  - mar calmo;
  - lagos e rios;
  - pântanos sem vegetação.
- Categoria II – Nesta categoria estão os terrenos abertos e em nível, que apresentam poucos obstáculos, como exemplos desta categoria estão:
  - zonas costeiras planas;
  - pântanos com vegetação rala;
  - campos de aviação, pradarias e charnecas;
  - fazendas sem muros.
- Categoria III - Terrenos planos ou ondulados com presença de obstáculos, estes devem ter cotas media de topo de 3m. Exemplos desta categoria:
  - granjas e casas de campo;
  - fazendas com muros;
  - subúrbios distantes do centro, com casas baixas e esparsas.
- Categoria IV - Terrenos com obstáculos, sendo estes obstáculos com cota media de topo igual a 10m, próximos uns dos outros e em grande quantidade, pode ser zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos da categoria IV:
  - zonas de parques e bosques bem arborizados;
  - cidades pequenas e suas proximidades;

- subúrbios com grandes números de construções;
- Categoria V – Nesta categoria estão os terrenos cobertos por obstáculos, com cota igual ou acima de 25m, numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Pode-se usar como exemplo:
  - florestas com árvores altas e copas isoladas;
  - centros de grandes cidades;
  - complexos industriais bem desenvolvidos.

Além da classificação da rugosidade a NBR 6123:1988 apresenta as classes referentes às dimensões da edificação, estas se dividem nas seguintes classes:

- Classe A: Esta classe compreende todas as unidades de vedação, elementos de fixação além de peças individuais que fazem parte das estruturas não apresentam vedação. Inclui-se nesta classe todas as edificações que possuem sua maior dimensão, sendo esta horizontal ou vertical, não excedendo 20 m.
- Classe B: Abrange toda edificação cujo a face de maior dimensão, sendo ela horizontal ou vertical, esteja entre 20m e 50m.
- Classe C: Na classe C estão toda edificação que possui sua maior dimensão, independente se horizontal ou vertical, que apresente superfície frontal seja maior que 50m.

Os valores dados para o fator de rugosidade ( $S_2$ ), para as diversas classes da edificação e categorias de rugosidade do terreno, relacionadas com a altura ( $z$ ) sobre o terreno estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Fator de rugosidade ( $S_2$ ).

Z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,09	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,1	1,09	1,06	1	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,8	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	1,82	0,8	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,1	1,08	1,06	1,05	1,03	1	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,2	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,1	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,1	1,08	1,06	1,01	1	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,2	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,2	1,2	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,2	1,18	1,16	1,14	1,1	1,09	1,07
160	1,3	1,3	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,2	1,18	1,16	1,12	1,11	1,1
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,2	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,2	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,3	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,2	1,2	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,3	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,3	1,3	1,3
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123:1988

**d) Fator estatístico ( $S_3$ ):** Este fator é formado com base em conceitos estatísticos, e leva em consideração o grau de segurança necessário para a vida útil da construção. No caso de falta de uma norma específica que defina os fatores de segurança nas edificações, ou ainda na falta de indicações referente a esses dados na norma estrutural, deve-se adotar os valores mínimos do fator estatístico, esses valores podem ser visto na Tabela 2.

Tabela 2: Valores mínimos do fator estatístico ( $S_3$ ).

Grupo	Descrição	
1	Edificações cuja ruína total pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,0
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123:1988

Seguindo as informações apresentadas pode ser encontrada a velocidade característica do vento e a pressão dinâmica do vento com as formulas apresentadas pela NBR 6123:1988, que estarão apresentadas no capítulo de métodos de calculo.

A NBR 6123:1988 também apresenta as considerações e valores para coeficiente de pressão e de forma externos e coeficiente de pressão interna.

- Coeficiente de pressão e de forma externos: no momento em que o vento atinge uma edificação, este causa pressões ou sucções. Os valores de pressão e sucção estão diretamente ligados ao formato, tamanho da construção bem como a localização das aberturas presentes na edificação, e também variam de acordo com o ângulo de incidência na edificação.
- Coeficiente de pressão interna: todas as edificações possuem aberturas, estas estão localizadas em locais diferentes, variando entre construções, bem como apresentam tamanhos diferenciados, são estes fatores, localização e tamanho que definem os coeficientes de pressão interna da edificação.

O coeficiente de pressão interna é considerado igual para toda os pontos de uma mesma edificação. No caso de uma edificação totalmente impermeável ao ar, a pressão

interna será sempre a mesma, invariável no tempo, independentemente da velocidade do vento que estiver incidindo no exterior da edificação, então o coeficiente de pressão interna está relacionado com permeabilidade da edificação. O índice de permeabilidade da edificação é dado pela relação entre a área das aberturas e a área total da edificação. São considerados como impermeáveis, elementos construtivos e de vedações que não apresentam nenhuma abertura que permita a entrada de ar, são elas:

- Lajes e cortinas de concreto armado ou protendido;
- Paredes construídas com alvenaria, tijolos, de pedra, de blocos de concreto e artigos similares, sendo que estas não possuam portas, janelas ou quaisquer tipos de abertura.

O restante dos elementos construtivos é considerado como permeável, devido a possibilidade de entrada de ar na edificação, estão são:

- Juntas existentes entre painéis de vedação e telhas;
- Ventilações em telhados;
- Frestas localizadas nas portas e janelas;
- Vãos abertos.

A NBR 6123:1988 descreve, em seu Anexo D, que o cálculo do coeficiente de pressão interna deve ser determinado por intermédio de um equilíbrio de vazões, estabelecendo que a massa ar que entra deve ser igual à massa de ar que sai da edificação.

### **2.15.3 Ações excepcionais**

Para a NBR 8800:2008 as ações excepcionais são aquelas que ocorrem em um período muito curto de tempo, além de apresentarem uma baixa probabilidade de ocorrer durante a vida estrutura, porém estes valores de cargas excepcionais devem ser considerados no projeto da estrutura.

Baseado na NBR 8681:2004 as ações excepcionais são ações resultante de explosões, enchentes, colisão de veículos e incêndios. Os incêndios podem ser tratados como causa de ações excepcionais, ou ainda podem ser considerados como uma perda da resistência dos materiais constitutivos empregados na estrutura.

## 2.16 Estado limite último

De acordo com a NBR 8681:2004 em projetos estruturais de edificações, habitualmente deve ser levado em consideração os estados limites últimos, que são caracterizados pela:

- **Perda de equilíbrio:** de toda estrutura ou parte da mesma, admitido esta como um corpo rígido;
- **Ruptura ou deformação:** quando ocorrer a ruptura ou deformação plástica demasiada dos materiais empregados;
- **Transformação da estrutura:** quando houver transformação da estrutura, de maneira total ou parcial, em sistema hipostático, ou seja uma estrutura muito sensível, com grande possibilidade de torção, deformação ou colapso, pois apresenta apenas apoios simples;
- **Instabilidade:** quando há instabilidade causada por deformação bem como instabilidade dinâmica.

Para Albuquerque e Luke (2013) com o dimensionamento pelo método do estado limite último, além de se garantir a segurança adequada para estrutura, significa que probabilidade de ruína da estrutura é mínima. O ideal é garantir a construção de uma estrutura com uma boa ductilidade, desta forma, no caso de uma eventual ruína, pode-se sinalizar e tomar as devidas providencia antes que a mesma ocorra.

### 3. MÉTODOS DE CÁLCULO

O dimensionamento foi realizado de acordo o método dos estados limites últimos. A NBR 8800:2008 define que as condições de segurança devem ser verificadas de acordo com cada reação isoladamente através da Equação 1:

$$R_d \geq S_d \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

$R_d$ : Representa os valores de resistência da peça;

$S_d$ : Representa os valores das cargas atuantes na peça;

#### 3.1 Ações do vento

De acordo com a NBR 6123:1988 para se calcular a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e por meio desta pressão dinâmica ( $q$ ), atuante na estrutura deve-se utilizar as Equações 2 e 3:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:



$V_0$ : Velocidade básica do vento;

$S_1$ : Fator topográfico;

$S_2$ : Fator de rugosidade;

$S_3$ : Fator estatístico;

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{Equação 3})$$

Para a determinação do coeficiente de pressão interna será realizados testes, supondo áreas abertas e fechadas, encontrado e utilizando para cálculos posteriores o maior coeficiente de pressão interna a qual a estrutura estará exposta. Conforme a NBR 6123:1988 este valor pode ser encontrado por meio da Equação 4:

$$\sum_{A_{entra}} X \sqrt{|C_e - C_{pi}|} = \sum_{A_{sai}} X \sqrt{|C_e - C_{pi}|} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

$C_e$ : Coeficiente de pressão e de forma;


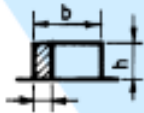

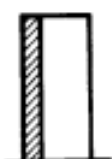
$C_{pi}$ : Coeficiente de pressão interna

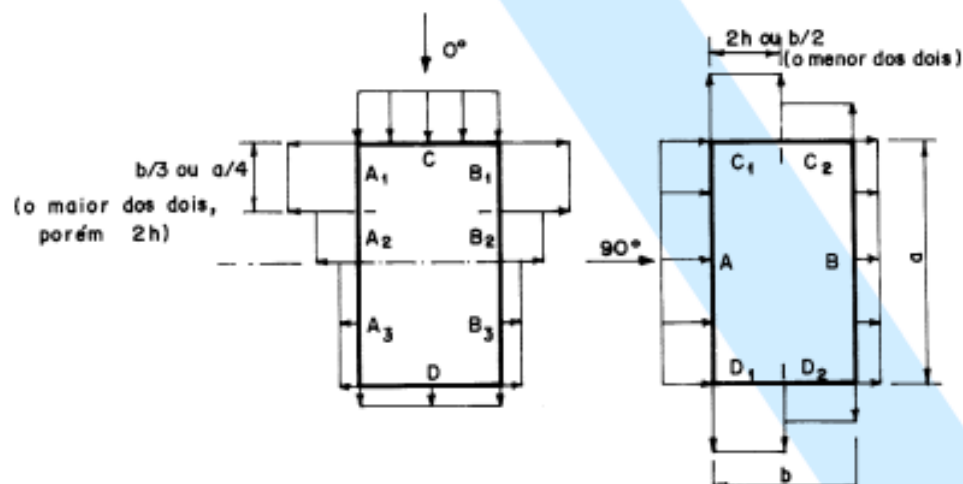
$A_{entra}$ : Área de entrada de vento

$A_{sai}$ : Área de saída de vento

O coeficiente de pressão e de forma é definido por meio da utilização das tabelas 3 e 4 apresentadas a seguir.





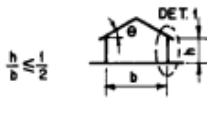
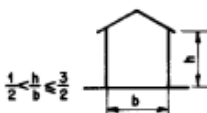

Tabela 3: Coeficiente de pressão e forma para paredes.

Altura relativa		Valores de $C_{pe}$ para								$c_{pe}$ médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$	
 0,2 b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 0,8	- 0,5	+ 0,7	- 0,4	+ 0,7	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 0,8	- 0,4	+ 0,7	- 0,3	+ 0,7	- 0,5	- 0,9	- 0,5	- 1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 0,9	- 0,5	+ 0,7	- 0,5	+ 0,7	- 0,5	- 0,9	- 0,5	- 1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 0,9	- 0,4	+ 0,7	- 0,3	+ 0,7	- 0,6	- 0,9	- 0,5	- 1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 1,0	- 0,6	+ 0,8	- 0,6	+ 0,8	- 0,6	- 1,0	- 0,6	- 1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 1,0	- 0,5	+ 0,8	- 0,3	+ 0,8	- 0,6	- 1,0	- 0,6	- 1,2



Fonte: NBR 6123/1988

Tabela 4: Coeficiente de pressão e forma para telhados.

Altura relativa	$\theta$	Valores de $C_e$ para				$c_{pe}$ médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				

Fonte: NBR 6123/1988

Segundo a NBR 8800:2008 considera-se todas as possibilidades de combinações de ações, para que assim se verifique as condições de segurança que estão relacionados aos estados limites últimos. Em todas as combinações devem estar presentes as ações permanentes e ações variáveis com seus respectivos valores. A Equação 5, apresenta o que deve ser aplicado para cada combinação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

 $F_{Gi,k}$ : Valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ : Valor característico da ação considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ : Valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável principal;

$\gamma_g$ : Coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$\gamma_q$ : Coeficiente de ponderação das ações variável;

$\psi_0$ : Fator de combinação;

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes, coeficiente de ponderação das ações variável e fator de combinação são dados pela norma NBR 8800:2008, estes estão apresentados nas tabelas 5 e 6.

Tabela 5: Coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes ( $\gamma_g$ )					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio da estrutura metálica	Peso próprio da estrutura pré-moldada	Peso próprio da estrutura moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis ( $\gamma_q$ )					
	Efeito da temperatura	Ações do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20		1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00		1,20	1,10	1,30	
Excepcionais	1,00		1,00	1,00	1,00	

Fonte: ABNT NBR 8800 / 2008

Tabela 6: Fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  das ações variáveis.

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de peso e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de peso e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento na estrutura em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local.	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarela de pedestres.	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes.	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontos rolantes.	0,7	0,6	0,4

Fonte: ABNT NBR 8800/2008

### 3.2 Peso próprio

Além do peso próprio de estrutura, se deve considerar e analisar, as cargas permanentes e cargas acidentais atuantes da estrutura:

- a) **Cargas permanentes:** segundo a NBR 6120:1980 na falta de resultados de ações, obtidas por meio de experimentos deve-se utilizar a tabela 7 para se adotar os pesos de acordo com os materiais utilizados na construção;

Tabela 7: Peso específicos dos materiais.

Materiais		Peso específico aparente (kN/m³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmica	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriúva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: NBR 6120/1980

- b) **Cargas acidentais:** ainda de acordo com a NBR 6120:1980, as cargas acidentais são aquelas que podem atuar na edificação, variando de acordo com a ocupação da mesma. Porém como o dimensionamento em questão será de um galpão autoportante esse tipo de carga não influi para no mesmo;

### 3.3 Dimensionamento de peças tracionadas

Com base na NBR 8800:2008 a resistência de cálculo, usado para o dimensionamento de barras que sofrem esforço de tração deve ser realizado da seguinte maneira:

Quando se trata de escoamento da seção bruta aplica-se a Equação 6 :

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 6})$$

$A_g$ : Área bruta da seção transversal da barra;

$f_y$ : Resistência ao escoamento do aço;

$\gamma_{a1}$ : Coeficiente dado pela tabela 8;

No entanto quando se trata de ruptura da seção líquida aplica-se a Equação 7:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{Equação 7})$$

$A_e$ : Área líquida efetiva da seção transversal da barra;

$f_u$ : Resistência à ruptura do aço;

$\gamma_{a2}$ : Coeficiente dado pela tabela 8.

Tabela 8: Coeficiente de ponderação de resistência.

Combinações	Aço estrutural <sup>a</sup> Y <sub>a</sub>		Concreto Y <sub>c</sub>	Aço das armaduras Y <sub>s</sub>
	Escoamento, flambagem e instabilidade Y <sub>a1</sub>	Ruptura Y <sub>a2</sub>		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

<sup>a</sup> inclui o aço de forma incorporada, uso nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos

Fonte: NBR 8800/2008

### 3.4 Dimensionamento de peças comprimidas

A NBR 8800:2008 diz que a resistência de cálculo referente a força axial de compressão, considerando que a mesma está vinculado com os estados limites últimos, é obtida por meio da Equação 11:

$$N_{c,Rd} = \frac{xQA_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 11})$$

A<sub>g</sub>: Área líquida efetiva da seção transversal da barra;

x: Fator de redução total, que é associado a compressão;

Q: Fator de redução total, que é associado a flambagem local, que é encontrada pelas equações a seguir:

O fator de redução total (x), que é associado a compressão pode ser obtido pelas Equações 12 e 13:

$$\text{Quando } \lambda_0 \leq 1,5 : x = 0,658^{\lambda_2} \quad (\text{Equação 12})$$



$$\text{Se } \lambda_0 > 1,5 : x = \frac{0,877}{\lambda} \quad (\text{Equação 13})$$

Sendo que o índice de esbeltes é encontrado pela equação 14:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (\text{Equação 14})$$

Q: Fator de redução total relacionado à flambagem local;

$N_e$  é a força axial de flambagem elástica, que é obtida de forma diferente para cada tipo de perfil em questão.

Seções que apresentam dupla simetria ou então simetria relacionada a um ponto são dadas por meio das Equações 15, 16 e 17:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

E: Módulo de elasticidade do aço;

$K_x$ : Coeficiente de flambagem, apresentado na tabela 9;

$L_x$ : Comprimento de flambagem ocasionado pela flexão, quando relacionado ao eixo X;

$I_x$ : Inércia da seção transversal em relação a X;

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (\text{Equação 16})$$

Onde:

$K_y$ : Coeficiente de flambagem, apresentado na Tabela 9;

$L_y$ : Comprimento de flambagem ocasionado pela flexão, quando relacionado ao eixo Y;

$I_y$ : Inércia da seção transversal em relação a Y;

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

$K_z$ : coeficiente de flambagem, deve-se usar 1,00 quando as extremidades da peça possuir rotação em torno do eixo impedida e o empenamento esteja livre, e deve-se considerar 2,00 quando uma das extremidades apresentarem rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento livre, e na outra extremidade a rotação e o empenamento estejam impedidos;

$L_z$ : Comprimento de flambagem ocasionado pela flexão, quando relacionado ao eixo Z;

$C_w$ : Constante de empenamento;

$G$ : Módulo de elasticidade transversal do aço;

$J$ : Constante de torção da seção transversal;

$r_o$ : Raio de giro polar da seção bruta, relacionado ao centro de cisalhamento, dado pela Equação 18;

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (\text{Equação 18})$$

Tabela 9: Coeficiente de flambagem causado por flexão

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
<b>A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem</b>						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Fonte: NBR 8800/2008

Seções que apresentam monossimetria, sem que esta seja cantoneiras simples, as forças axiais de flambagem, podem ser obtidas por meio das Equações 19 e 20:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (\text{Equação 19})$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2[1 - (y_0/r_0)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez}[1 - (y_0/r_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] \quad (\text{Equação 20})$$

$Q$  é o fator de redução total relacionado à flambagem local, que é obtido por meio da equação 21, 22 e 23:

$$Q = Q_s Q_a \quad (\text{Equação 21})$$

Sendo que  $Q_s$  esta relacionado ao AL, que são peças com duas bordas longitudinais vinculadas, e  $Q_a$  se refere ao AA, que são as peças que possui apenas uma borda longitudinal vinculada.

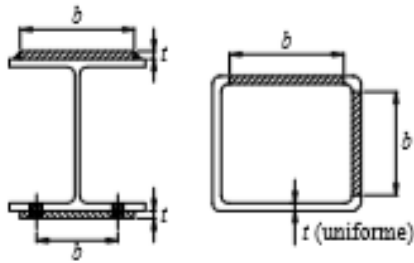
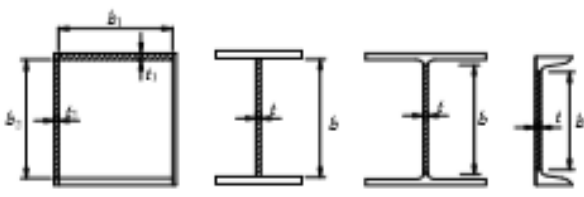
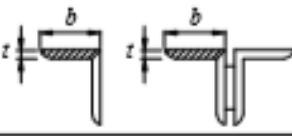
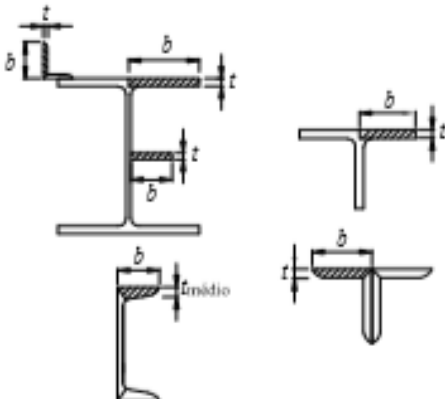
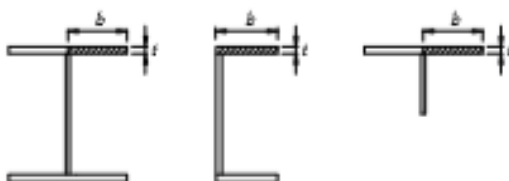
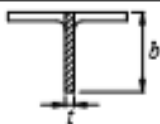
Sendo assim em casos onde há apenas AL, tem-se:

$$Q = Q_s \quad (\text{Equação 22})$$

E onde tem-se apenas AA, utiliza-se:

$$Q = Q_a \quad (\text{Equação 23})$$

Tabela 10: Valore de b/t

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{\text{lim}}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas ou almas de seções tubulares retangulares</li> <li>Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas</li> </ul>		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções I, H ou U</li> <li>Mesas ou almas de seção-caixão</li> <li>Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1</li> </ul>		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento</li> </ul>		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U laminadas</li> <li>Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> <li>Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> </ul>		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U soldadas<sup>a</sup></li> </ul>		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções T</li> </ul>		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

<sup>a</sup> O coeficiente  $k_c$  é dado em F.2.

Com base nas divisões dos grupos da Tabela 10, se obtêm os valores de  $Q_s$ , para elementos comprimidos AL, por meio das equações a seguir:

Elementos do Grupo 3, Tabela 10

(Equação 24)

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,53 E}{f_y (\frac{b}{t})^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 25})$$

Elementos do Grupo 4, Tabela 10

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 26})$$

$$Q_s = \frac{0,53 E}{f_y (\frac{b}{t})^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 27})$$

Elementos do Grupo 5, Tabela 10

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} \quad (\text{Equação 28})$$

(Equação 29)

$$Q_s = \frac{0,53 k_c}{f_y (\frac{b}{t})^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

Sendo que o coeficiente  $k_c$  é dado por:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 \quad (\text{Equação 30})$$

Elementos do Grupo 6, Tabela 10

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 31})$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y (\frac{b}{t})^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 32})$$

Ainda com base nas divisões dos grupos da tabela 10, os valores de  $Q_a$ , para elementos comprimidos AA, podem ser obtidos por meio das equações a seguir:

$$Q_s = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (\text{Equação 33})$$

$A_g$ : área de seção bruta;

$A_{ef}$ : Área efetiva da seção transversal, que é dada pela equação:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (\text{Equação 34})$$

$b_{ef}$ : Largura efetiva, dada por:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{C_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (\text{Equação 35})$$

$C_a$ : É uma constante igual a 0,38 em seções tubulares retangulares e 0,34 para outros elementos

$\sigma$ : Tensão, obtida pela equação:

$$\sigma = x f_y \quad (\text{Equação 36})$$

### 3.5 Dimensionamento de peças fletidas

De acordo a norma NBR 8800:2008 para o dimensionamento das barras que sofrem momento fletor o mesmo deve ser feito atendendo a seguinte condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (\text{Equação 37})$$

Onde:

$M_{Sd}$ : Momento fletor solicitante de calculo;

$M_{Rd}$ : Momento fletor resistente de calculo;

Para ser realizar a determinação do momento fletor resistente de calculo em vigas com alma não-esbelta, que são as peças de seção I, H, U, caixa e tubulares, aplica-se o seguinte procedimento:

- Para as seções e eixos de flexão que estão apresentados na tabela 11, com o estado-limite FLT, encontra-se o momento fletor resistente de calculo pelas equações:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{Equação 38})$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{Equação 39})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{Equação 40})$$

- Para as seções e eixos de flexão que estão apresentados na tabela 11, com o estado-limite FLM e FLA, encontra-se o momento fletor resistente de calculo pelas equações:



$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{Equação 41})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{Equação 42})$$

$$(\text{Equação 43})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

- Quando trata-se do estado-limite FLT:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left( B + \sqrt{1 + B^2} \right) \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 44})$$

Sendo:

$$B = \mp 2,3 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (\text{Equação 45})$$

- Quando trata-se do estado-limite FLM, aplica-se:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{Equação 46})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left( 1,19 - 0,50 \lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_c, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{Equação 47})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,69 E W_c}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{Equação 48})$$

Sendo que:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (\text{Equação 49})$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 50})$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 51})$$

- No caso de seções formadas por duas cantoneiras em contato, formando uma seção similar à T, que é fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria, aplica-se o mesmo procedimento do estado-limite FLM, porém tem-se:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (\text{Equação 52})$$

Onde:

b : largura;

t : espessura da aba que esta sendo comprimida;

- Quando as de seções formadas por duas cantoneiras que possui afastamento entre elas, soldadas por solda contínua, formando uma seção T, que é fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria, estado-limite FLT:

Quando as abas comprimidas são as da cantoneira paralelas ao eixo de flexão, aplica-se o procedimento do estado-limite FLM, porém:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (\text{Equação 53})$$

Já quando as abas das cantoneiras perpendiculares ao eixo de flexão estiverem com sua extremidade livre comprimida, usa-se:

(Equação 54)

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

(Equação 55)

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left( 2,43 - 1,72\lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_c, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

(Equação 56)

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,71 E W_c}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

Sendo:

(Equação 57)

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

(Equação 58)

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

(Equação 59)

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

- Quando se trata de seções sólidas, seja estas circulares ou retangulares, fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia, tem-se:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 60})$$

- Para seções tubulares circulares, aplica-se:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{Equação 61})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left( \frac{0,021 E}{D/t} + f_y \right) W, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{Equação 62})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,33 E}{D/t} W, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{Equação 63})$$

Onde:

$$\lambda = \frac{D}{t} \quad (\text{Equação 64})$$

$$\lambda_p = \frac{0,07E}{f_y} \quad (\text{Equação 65})$$

$$\lambda_r = \frac{0,31E}{f_y} \quad (\text{Equação 66})$$

Tabela 11: Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-límites aplicáveis	$M_r$	$M_{cr}$	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pe}}{M_t} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pe}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pe}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver Nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800/2008

Notas:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y I}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (\text{Equação 67})$$

$$M_{cd} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} \left( 1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right) \quad (\text{Equação 68})$$

Sendo:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J} \quad (\text{Equação 69})$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4}, \text{ para seções I} \quad (\text{Equação 70})$$

(Equação 71)

$$C_w = \frac{t_f (b_f - 0,5 t_w)^3 - (d - t_f)^2 \left[ \frac{3(b_f - 0,5 t_w) t_f + 2(d - t_f) t_w}{6(b_f - 0,5 t_w) t_f + 2(d - t_f) t_w} \right]}{12},$$

para seções U

(Equação 72)

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y I}}{r_{yc} J \beta_1} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

(Equação 73)

$$M_{cd} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \left[ \beta_{3+} \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \right]$$

Sendo:

(Equação 74)

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_c}{E J}$$

(Equação 75)

$$\beta_2 = 5,2\beta_1\beta_3 + 1$$

(Equação 76)

$$\beta_3 = 0,45 \left( d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right) \left( \frac{a_y - 1}{a_y + 1} \right), \text{ sendo } a_y \text{ dado pela nota 9}$$

(Equação 77)

$$C_w = \frac{\left( d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right)^2}{12} \left( \frac{t_{fi} b_{fi}^3 t_{fs} b_{fs}^3}{t_{fi} b_{fi}^3 + t_{fs} b_{fs}^3} \right)$$

Estado-limite FLA é aplicado apenas à alma da seção U, quando a mesma está sendo comprimida pelo momento fletor. Estado-limite FLM para as seções U, aplica-se apenas quando a extremidade livre da mesa for comprimida pelo momento fletor.

$W_{ef}$  é o módulo de resistência mínimo elástico, para seções que possuem a mesa comprimida, de largura igual a  $b_{ef}$ , com  $\sigma = f_y$ . Almas comprimidas de seção U, que são fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia  $b = t$ ,  $t = t_w$  e  $b_{ef} = h_{ef}$

Tensão residual de compressão das mesas, deve ser usada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.

- Perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_c, \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad \text{(Equação 78)}$$

- Para perfis soldados:

$$M_{cr} = \frac{0,90Ek_c}{\lambda^2} W_c, \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} \quad \text{(Equação 79)}$$

Estado limite FLT é aplicado somente se o eixo de maior inércia estiver sendo fletido.

b/t é a relação entre a largura e a espessura, que se aplica a mesa do perfil, em casos de seção como I e H com um eixo de simetria, b/t esta se referindo à mesa comprimida.

Para as seções em questão devem ser seguidas estas limitações:

$$1/9 \leq a_y \leq 9 \quad (\text{Equação 80})$$

Onde:

$$a_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \quad (\text{Equação 81})$$

Além disso, a soma das áreas da menor mesa e a alma deve ser maior que a área da maior mesa.

- Quando for seção caixão:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 82})$$

- Quando for seções tubulares retangulares:

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Equação 82})$$

- O momento fletor não-uniforme ( $C_b$ ), é dado pela equação:

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3,0 \quad (\text{Equação 83})$$



Sendo:

$M_{max}$ : Momento fletor maximo;

$M_A$ : Momento fletor solicitante de calculo, à ¼ do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

$M_B$ : Momento fletor solicitante de calculo, no centro do comprimento destravado;

$M_C$ : Momento fletor solicitante de calculo, à 3/4 do comprimento destravado;

$R_m$ : Parâmetro de monossimetria;

O momento fletor resistente de cálculo deve ter sua limitação dado pelo estado limite último, que dada pela equação:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{f_u A_{fn}}{A_{fg}} W_t \quad (\text{Equação 84})$$

Onde

$A_{fn}$ : Área líquida da mesa tracionada;

$A_{fg}$ : Área bruta da mesa tracionada;

$W_t$ : Módulo de resistência elástica;

### 3.6 Dimensionamento de peças com atuação de força cortante

Segundo a norma NBR 8800:2008 quando se trata de perfis I, H e U que apresenta flexão no eixo central de inércia perpendicular a alma o esforço cortante resistente de calculo é dado pelas seguintes equações:

- Para  $\lambda \leq \lambda_p$ :  $V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$  (Equação 85)

- Para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ :  $V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$  (Equação 86)

- Para  $\lambda > \lambda_r$ :  $V_{Rd} = 1,24 \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$  (Equação 87)

Onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (\text{Equação 88})$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (\text{Equação 89})$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (\text{Equação 90})$$

$k_v$  adota-se 5 para almas sem enrijecedores transversais e para:

$$\frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[ \frac{260}{\left( \frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \quad (\text{Equação 91})$$

Para os demais casos usa-se  $5 + \frac{5}{\left( \frac{a}{h} \right)^2}$

Onde:

a: Distancia entre linhas de centro de dois enrijecedores transversal adjacente;

h: Altura da alma;

$t_w$ : Espessura da alma;

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (\text{Equação 92})$$

Sendo:

$$A_w = d t_w \quad (\text{Equação 93})$$

### 3.7 Dimensionamento de peças com atuação de flexo-compressão

Ainda de acordo com a norma NBR 8800:2008 para se obter o dimensionamento de perfis I e H que estão submetidos a flexão-compressão, deve ser realizado da seguinte maneira:

Para:

(Equação 94)

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{rd}} \right) \geq 0,2$$

Aplica-se

(Equação 95)

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{rd}} \right) + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x, sd}}{M_{x, rd}} + \frac{M_{y, sd}}{M_{y, rd}} \right) \leq 1,0$$

Para:

(Equação 96)

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{rd}} \right) < 0,2$$

Aplica-se

(Equação 97)

$$\left( \frac{N_{sd}}{2N_{rd}} \right) + \left( \frac{M_{x, sd}}{M_{x, rd}} + \frac{M_{y, sd}}{M_{y, rd}} \right) \leq 1,0$$

Sendo  $M_{x, sd}$  e  $M_{y, sd}$  os momentos fletores atuantes de calculo, em torno do eixo x e y, dada pela Equação 98.

(Equação 98)

$$M_{sd} = \beta_1 * M_{max}$$

(Equação 99)

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd}}{N_e}}$$

Onde:

$C_m$ : Coeficiente de equivalência de carregamento para X ou Y;

$N_{sd}$ : Esforço normal solicitante;

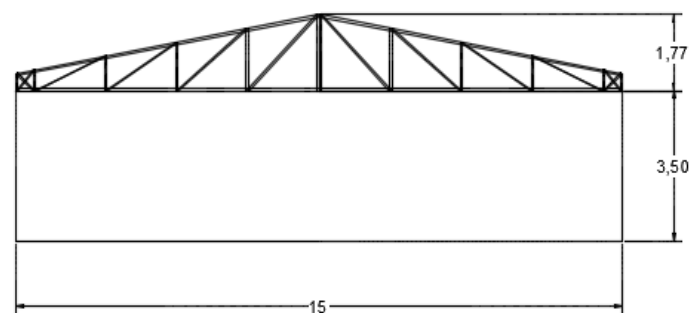
$N_e$ : Carga critica de flambagem em torno de X ou Y.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Cálculo da pressão dinâmica

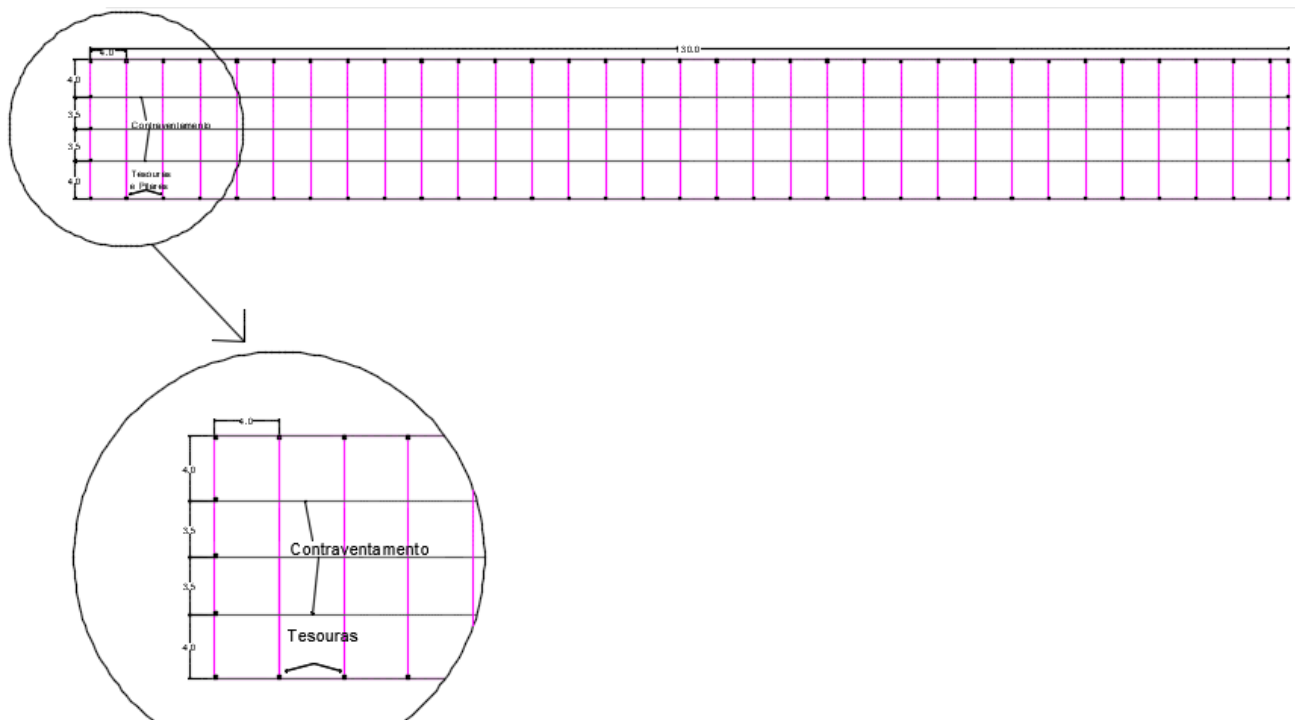
Para a obtenção da resultante da pressão dinâmica atuante na estrutura seguiu-se as especificações da NBR 6123. Atentando para as dimensões e especificações do pavilhão apresentadas nas Figuras 9 e 10, que mostram a altura do pavilhão no corte AA, e as demais dimensões na planta baixa do pavilhão, sendo este 130x15m, com tesouras e pilares a cada 4 metros.

Figura 9: Corte AA.



Fonte: Autora (2017)

Figura 10: Planta baixa do pavilhão, com detalhe.



Fonte: Autora (2017)

De acordo com a NBR 6123

$V_0$  adotado: 45m/s

Coefficiente  $S_1$ : 1

Coefficiente  $S_2$ : Categoria III – Classe C: 0,82

Coefficiente  $S_3$ : Grupo 3: 0,95

Velocidade característica do vento

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

$$V_k = 45 * 1 * 0,82 * 0,95 = 35,05 \text{ m/s}$$

Pressão dinâmica

$$q = 0,613 V_k^2$$

$$q = 0,613 * 35,05^2 = 753,07 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

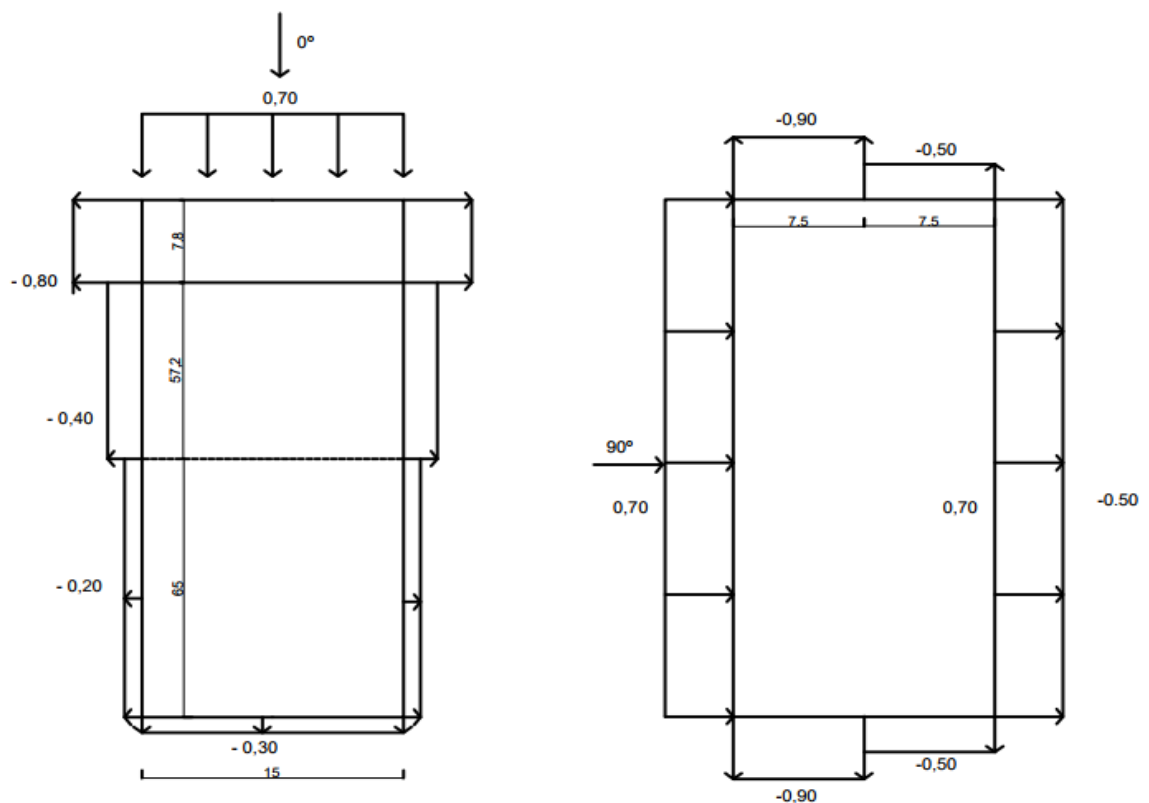
#### 4.2 Coeficiente de pressão e forma

$$\frac{h}{b} = \frac{3,9}{15} = 0,26$$

$$\frac{a}{b} = \frac{130}{15} = 8,66 \text{ m}$$

Para análise referente ao coeficiente de fator e forma o resultado encontrado na relação A/B, foi 8,66. Como a NBR 6123 abrange somente estruturas com relação a/b entre 2 e 4, optou-se pela utilização do coeficiente como se a relação a/b fosse atendida, ou seja, tomou-se o valor para a/b=4. Isso devido ao fato que a pressão do vento diminui de acordo com a distancia percorrida por ele aumenta, neste caso o pórtico dimensionado, e utilizada ao longo de toda estrutura, será o segundo, que recebe mais carga de vento, logo os demais pórticos atenderão a necessidade de resistência. Esta atitude foi tomada visto que o mais indicado sempre é dimensionar as estruturas baseados nas normas, porém ao se executar um pavilhão neste modelo o mesmo deve ser submetido ao túnel de vento. As Figuras 11 e 12 apresentam os diagramas de pressão e forma para as paredes e telhado do pavilhão, considerando que o pavilhão esteja dentro das situações abrangidas pela norma.

Figura 11: Diagrama de pressão e forma para as paredes.



Fonte: Autora (2017)

$$\frac{b}{3} = \frac{15}{3} = 5m$$

$$\frac{a}{4} = \frac{130}{4} = 32,5m$$

$$A1 = 2 * h = 2 * 3,9 = 7,8m$$

$$A2 = 65 - 7,8 = 57,2m$$

$$A3 = 65m$$

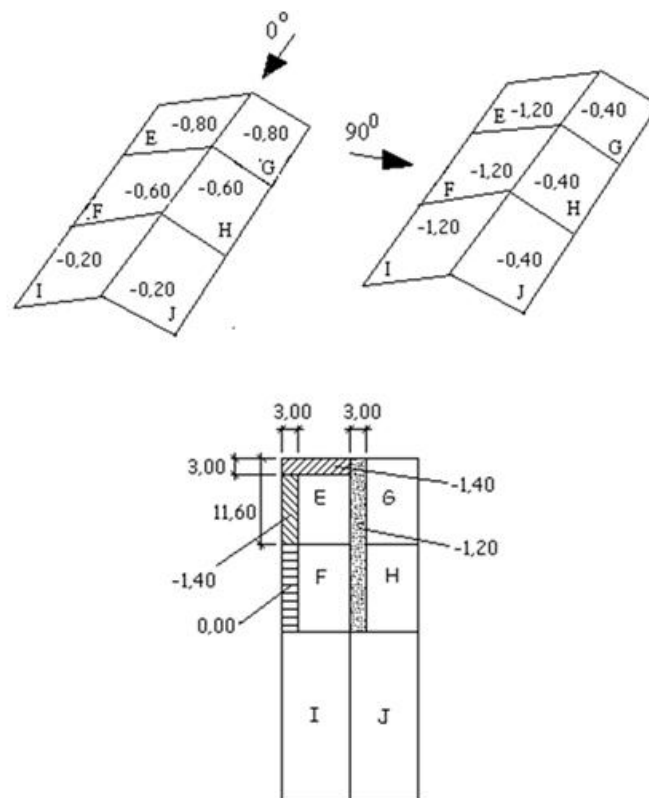
C1, C2 e D1, D2

$$2 * h = 2 * 3,9 = 7,8m$$

$$\frac{b}{2} = \frac{15}{2} = 7,5m$$

Adota-se o menor, logo 7,5m

Figura 12: Diagrama de pressão e forma para o telhado.



Fonte: Autora (2017)

### 4.3 Coeficiente de pressão interna

A seguir estão apresentadas as tabelas feitas para análise e determinação do coeficiente de pressão interna. Nestas estão sendo analisadas as combinações de situações possíveis de áreas abertas e fechadas, conforme apresentado nas Tabelas 12, 13 e 14.



Caso 1 = Laterais fechadas, portão da frente e portão dos fundos abertos:

Tabela 12: Análise combinação caso 1.

vento 0 caso 1						
Local	Área Aberta	Ce	Ci			
			0,4		0,2	
			Ce-Ci	A*v(ce-ci)	Ce-Ci	A*v(ce-ci)
C	14	00,7	0,3	7,668115805	0,5	9,899495
D	14	-0,3	-0,7	-11,71	-0,5	-9,89
				-4,04188419		0,009495

vento 90 caso 1						
Local	Área Aberta	Ce	Ci			
			-0,5		-0,7	
			Ce-Ci	A*v(ce-ci)	Ce-Ci	A*v(ce-ci)
C1 e D1	14	-0,9	-0,4	8,854377448	-0,2	-6,26
C2 e D2	14	-0,5	0	0	0,2	6,26099
				8,854377448		0,00099

Fonte: Autora (2017)

CPI= 0,2 e -0,7

Caso 2 - Laterais fechadas, portão frente aberto e portão fundos fechado

Tabela 13: Análise combinação caso 2.

vento 0 caso 2						
Local	Área Aberta	Ce	Ci			
			0,4		0,7	
			Ce-Ci	A*v(ce-ci)	Ce-Ci	A*v(ce-ci)
C	14	00,7	00,3	7,668115805	0	0
D	0					
				7,668115805		0

vento 90 caso 2						
Local	Área Aberta	Ce	Ci			
			-0,5		-0,7	
			Ce-Ci	A*v(ce-ci)	Ce-Ci	A*v(ce-ci)
C1 e D1	7	-0,9	-0,4	4,427188724	-0,2	-3,13
C2 e D2	7	-0,5	0	0	00,2	3,130495
				4,427188724		0,000495

Fonte: Autora (2017)

CPI= 0,7 e -0,7

Caso 3 - Laterais fechadas, portão da frente fechado e portão dos fundos aberto

Tabela 14: Análise combinação caso 3.

vento 0 caso 3						
Local	Área Aberta	Ce	Ci			
			-0,4		<b>-0,3</b>	
			Ce-Ci	A*v(ce-ci)	Ce-Ci	A*v(ce-ci)
C	0			0		0
D	14	-0,3	0,	11,71324037	0	0
				11,71324037		0

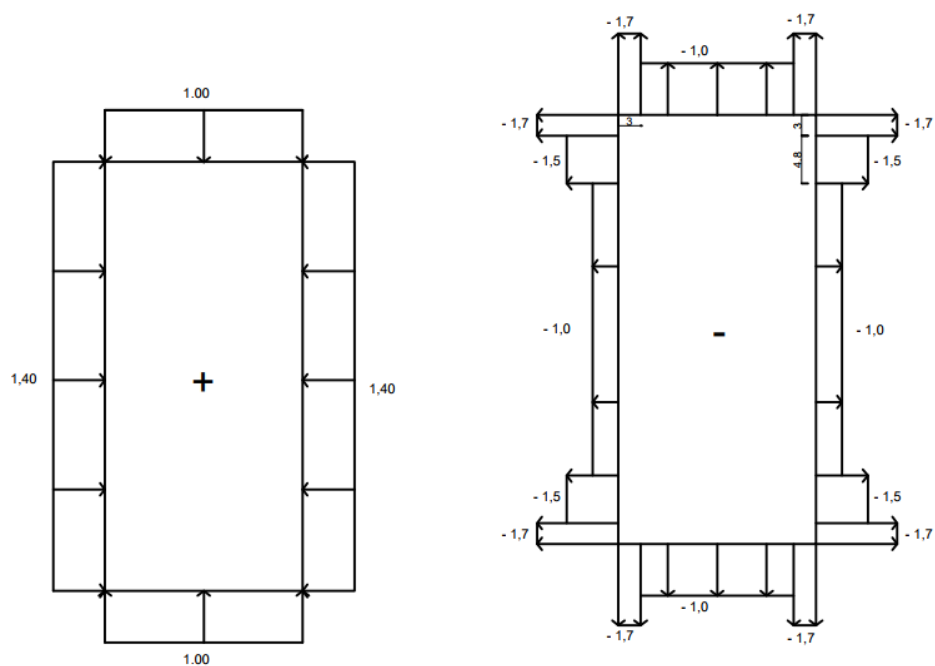
vento 90 caso 3						
Local	Área Aberta	Ce	Ci			
			-0,5		<b>-0,7</b>	
			Ce-Ci	A*v(ce-ci)	Ce-Ci	A*v(ce-ci)
C1 e D1	7	-0,9	-0,4	4,427188724	-0,2	-3,13
C2 e D2	7	-0,5	0	0	00,2	3,130495
				4,427188724		0,000495

Fonte: Autora (2017)

CPI= -0,3 e -0,7

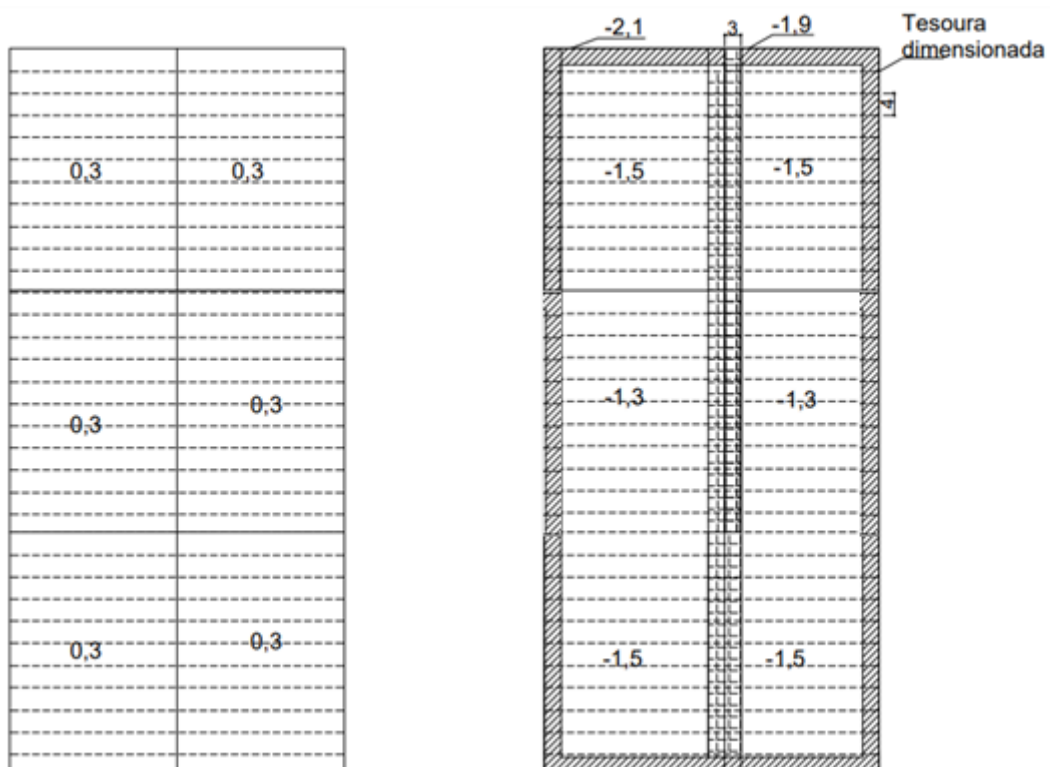
Com base nas análises realizadas, para obtenção dos maiores esforços resultantes dos coeficientes de pressão internas e externas combinados, calculados com base na NBR 6123 obteve-se os seguintes diagramas, apresentados nas Figuras 13 e 14.

Figura 13: Diagrama de pressão para as paredes.



Fonte: Autora (2017)

Figura 14: Diagrama de pressão para o telhado.



Fonte: Autora (2017)

#### 4.4 Ações na estrutura

Peso próprio do aço: 0,7kN/m

Peso próprio das demais partes da estrutura:

$$\frac{0,2kN}{m^2} * 4m = 0,8kN/m$$

Sobrecarga:

$$\frac{0,25kN}{m^2} * 4m = 1kN/m$$

Como não foram realizados ensaios para verificação das cargas da estrutura utiliza-se a sobrecarga definida pela norma NBR 6123, que é de 0,25kN/m²

Cargas de vento:

$$\frac{0,75kN}{m^2}$$

- **Ações do vento**

Ações do vento de sobrepressão

Para as paredes:

$$(1,4 * 4,0m) * \frac{0,75kN}{m^2} = 4,2kN/m$$

Para o telhado:

$$(0,3 * 4,0m) * \frac{0,75kN}{m^2} = 0,9kN/m$$

Ações do vento de sucção

Para as paredes:

$$[(-1,7 * 1,0m) + (-1,5 * 3,0m)] * \frac{0,75kN}{m^2} = - 4,65kN/m$$

Para o telhado:

Para 3 metros iniciais da água do telhado onde existe apenas a carga de -2,1 atuando na segunda tesoura :

$$(-2,1 * 4,0m) * \frac{0,75kN}{m^2} = -6,3kN/m$$

Para 1,5 metros do centro da água do telhado onde existem duas cargas diferentes atuando na tesoura a ser dimensionada, -2,1 atuando em 1 metro e -1,5 atuando em 3 metros:

$$[(-2,1 * 1,0m) + (-1,5 * 3,0m)] * \frac{0,75kN}{m^2} = -4,95kN/m$$

Para 3 metros finais da água do telhado onde existe apenas a carga de -1,9 atuando na segunda tesoura, a ser dimensionada:

$$(-1,9 * 4,0m) * \frac{0,75kN}{m^2} = -5,7kN/m$$

Os valores anteriormente apresentados são válidos para ambas as águas do telhado, visto que o vento pode atuar em qualquer direção.

#### 4.5 Combinações

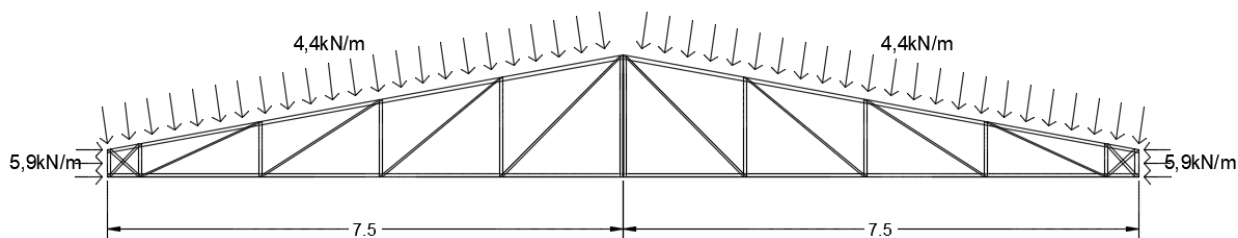
- **Combinação 1:** Vento de sobrepressão neste caso considera-se a sobrecarga como variável principal.

$$[(1,25 * \frac{0,7kN}{m}) + (1,35 * \frac{0,8kN}{m}) + (1,5 * \frac{1,0kN}{m}) + (1,4 * 0,6 * \frac{0,9kN}{m})] \\ = 4,2kN/m$$

- **Combinação 2:** Vento de sobrepressão neste caso considera-se o vento como variável principal

$$[(1,25 * \frac{0,7kN}{m}) + (1,35 * \frac{0,8kN}{m}) + (1,4 * \frac{0,9kN}{m}) + (1,5 * 0,8 * \frac{1,0kN}{m})] \\ = 4,4kN/m \\ (1,4 * \frac{4,2kN}{m}) = 5,9kN/m$$

Figura 15: Resultante vento longitudinal.



Fonte: Autora (2017)

• **Combinação 3: Vento em sucção**

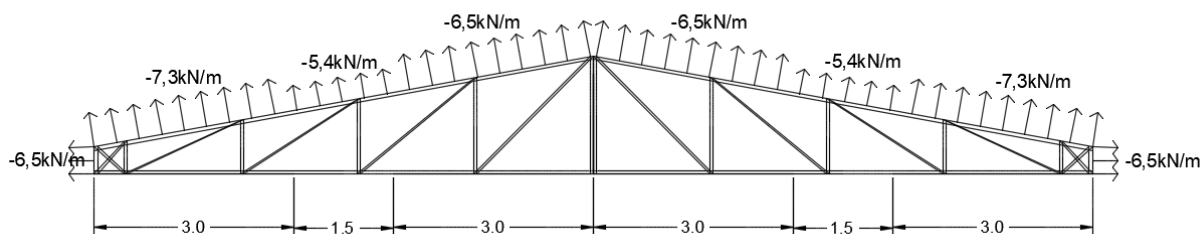
$$\left(1,4 * \frac{-4,65kN}{m}\right) = -6,5kN/m$$

$$\left[\left(1,0 * \frac{0,7kN}{m}\right) + \left(1,0 * \frac{0,8kN}{m}\right) + \left(1,4 * \frac{-6,3kN}{m}\right)\right] = -7,3kN/m$$

$$\left[\left(1,0 * \frac{0,7kN}{m}\right) + \left(1,0 * \frac{0,8kN}{m}\right) + \left(1,4 * \frac{-4,95kN}{m}\right)\right] = -5,4kN/m$$

$$\left[\left(1,0 * \frac{0,7kN}{m}\right) + \left(1,0 * \frac{0,8kN}{m}\right) + \left(1,4 * \frac{-5,7kN}{m}\right)\right] = -6,5kN/m$$

Figura 16: Resultante do vento em sucção.



Fonte: Autora (2017)

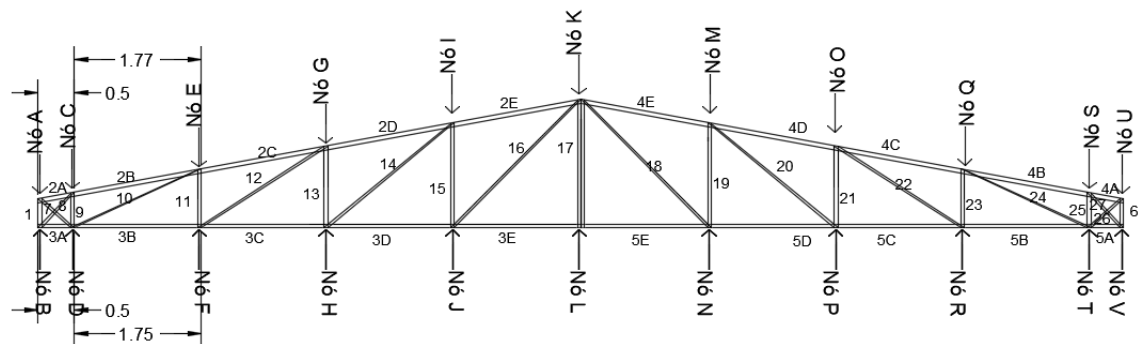
Para análise das cargas em cada nó para posterior dimensionamento, será considerado as cargas da combinação 2 e 3, que são as maiores cargas encontradas para

a presente situação. Isso será feito para que seja possível dimensionar a estrutura pensando na maior carga que ela pode ser exposta.

#### 4.6 Análise das cargas em cada nó

Espaçamento entre os nós se mantém sempre os mesmos ao longo de todos os pontos, com exceção dos espaçamentos entre A - C e S - U.

Figura 17: Detalhamento da tesura, com nomenclatura das peças.



Fonte: Autora (2017)

##### • Combinação 2

Para nos centrais da treliça nós E, G, I, K, M, O e Q

$$4,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,77\text{m} = 7,8 \text{ kN}$$

$$\cos 10^\circ \times 7,8 \text{ kN} = 7,7 \text{ kN}$$

$$\sin 10^\circ \times 7,8\text{kN} = 1,4 \text{ kN}$$

Para nos nós C e S da treliça

$$4,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,13 \text{ m} = 5,0\text{kN}$$

$$\cos 10^\circ \times 5,0\text{kN} = 4,9\text{kN}$$

$$\sin 10^\circ \times 5,0\text{kN} = 0,9\text{kN}$$

Para nos nós A e U da treliça

$$4,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,25 \text{ m} = 1,1\text{kN}$$

$$\cos 10^\circ \times 1,1 \text{ kN} = 1,0\text{kN}$$

$$\sin 10^\circ \times 1,1\text{kN} = 0,2\text{kN}$$

Esforço lateral sofrido pelas tesouras, carga de ventos laterais, também sofridas pelas paredes.

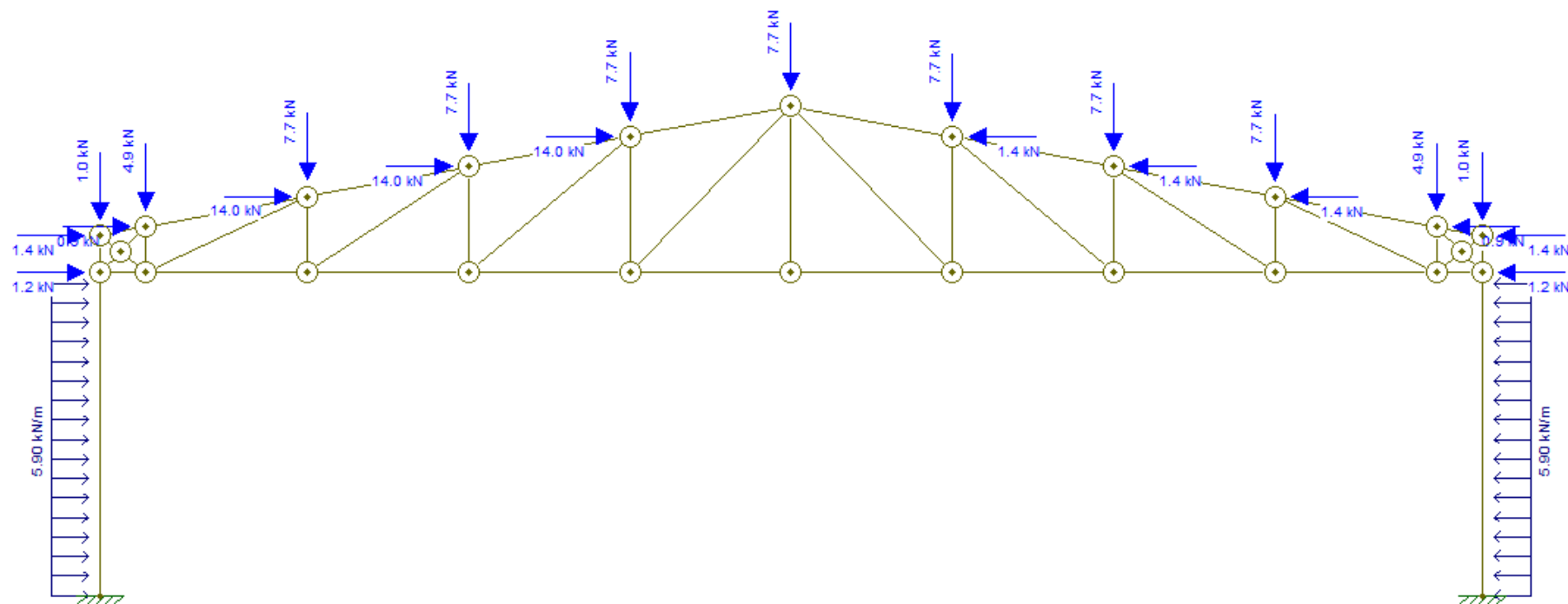
$$5,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,20 \text{ m} = 1,2\text{kN}$$

$0,2 + 1,2 = 1,4\text{kN}$  para nós A e U

$1,2\text{kN}$  para os nós B e V

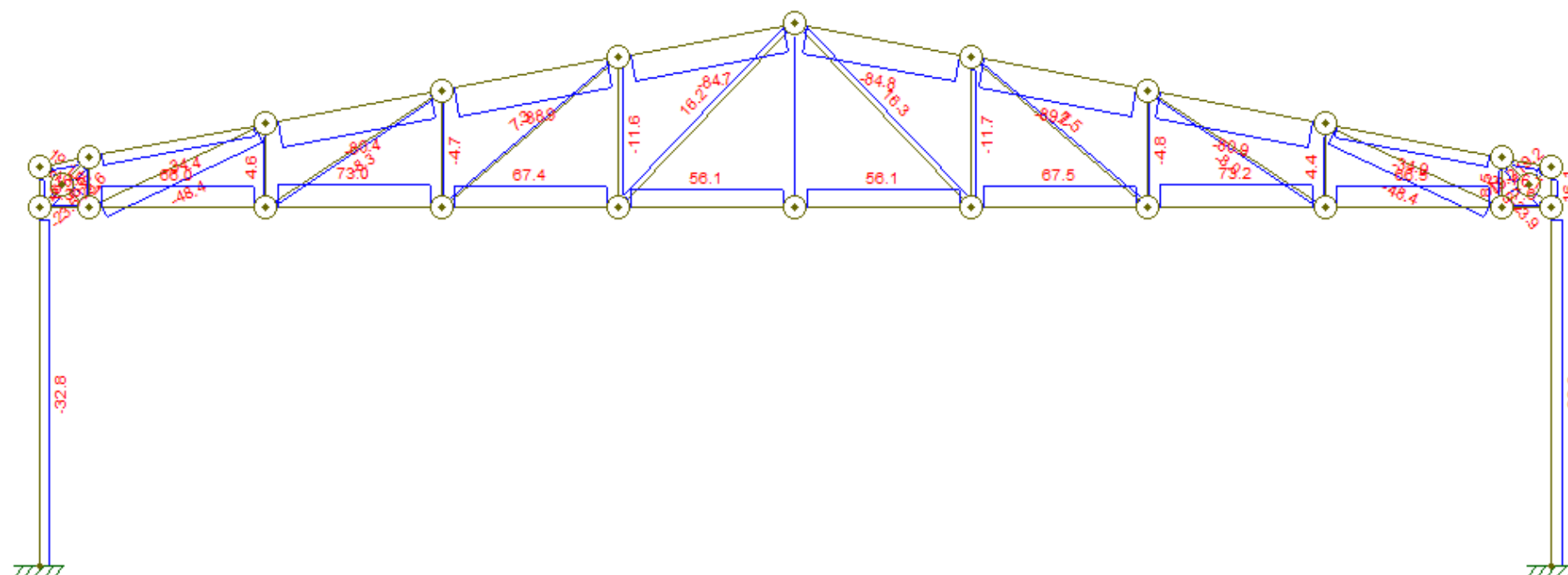


Figura 18: Esforços resultantes da combinação 2.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

Figura 19: Reações de esforço normal combinação 2.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

- **Combinação 3**

Para nos centrais da treliça nós A e U

$$-7,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,25\text{m} = -1,8 \text{ kN}$$

$$\cos 10^\circ \times -1,8\text{kN} = -1,8 \text{ kN}$$

$$\sin 10^\circ \times -1,8\text{kN} = -0,3 \text{ kN}$$

Esforço lateral sofrido pelas tesouras, carga de ventos laterais, também sofridas pelas paredes.

$$-6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,20 \text{ m} = -1,3\text{kN}$$

$$-1,3 - 0,3 = -1,6\text{kN para nós A e U}$$

$$-1,3\text{kN para os nós B e V}$$

Para nos centrais da treliça nós C e S

$$-7,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,13\text{m} = -8,2 \text{ kN}$$

$$\cos 10^\circ \times -8,2 \text{ kN} = -8,1 \text{ kN}$$

$$\sin 10^\circ \times -8,2\text{kN} = -1,4 \text{ kN}$$

Para nos centrais da treliça nós E e Q

$$-7,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,77\text{m} = -12,9 \text{ kN}$$

$$\cos 10^\circ \times -12,9 \text{ kN} = -12,7 \text{ kN}$$

$$\sin 10^\circ \times -12,9 \text{ kN} = -2,2 \text{ kN}$$

Para nos centrais da treliça nós G e O

$$\left(-5,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,5\text{m}\right) + \left(-6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,27\text{m}\right) = -9,9 \text{ kN}$$

$$\cos 10^\circ \times -9,9\text{kN} = -9,7 \text{ kN}$$

$$\sin 10^\circ \times -9,9\text{kN} = -1,7 \text{ kN}$$

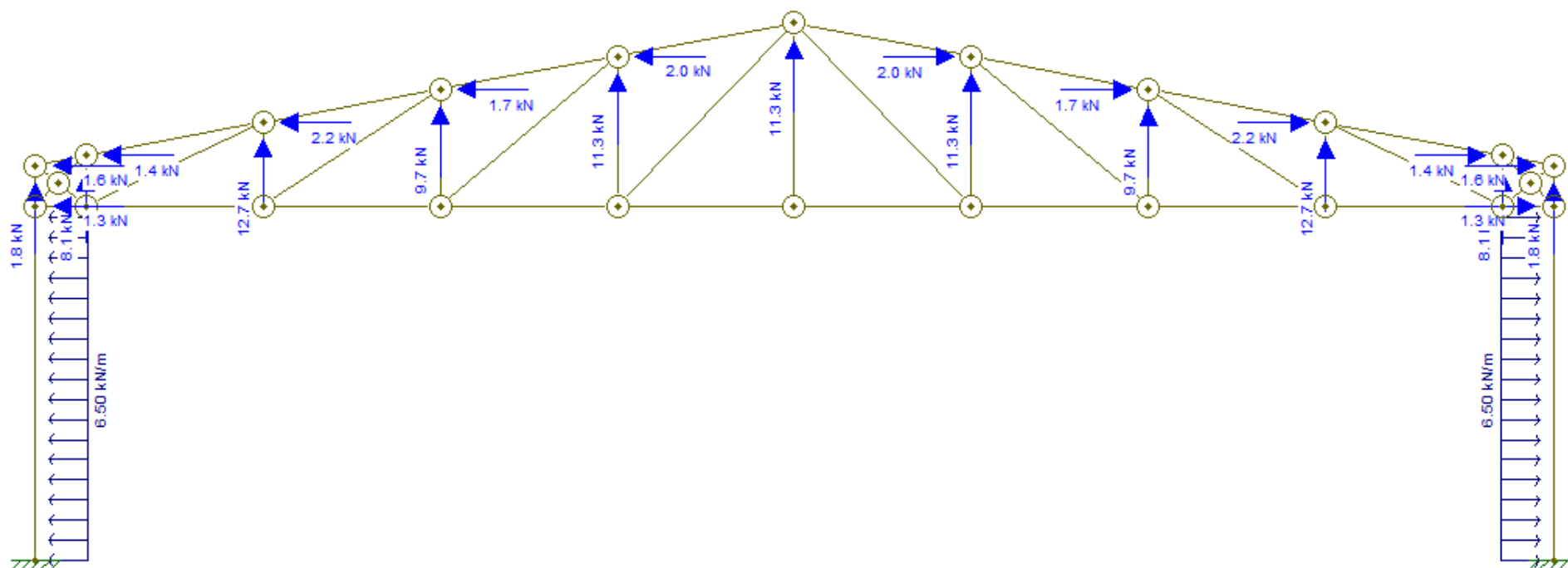
Para nos nós I, K e M da treliça

$$-6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,77\text{m} = -11,5\text{kN}$$

$$\cos 10^\circ \times -11,5\text{kN} = -11,3\text{kN}$$

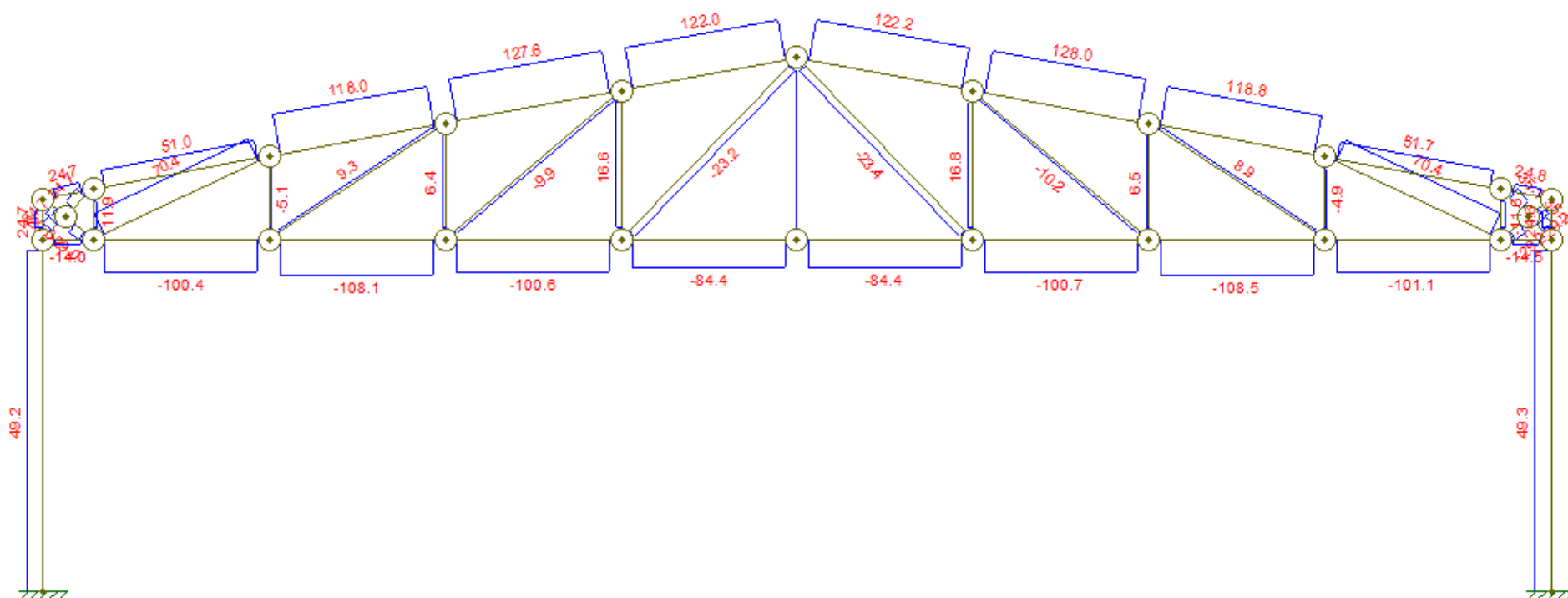
$$\sin 10^\circ \times -11,5\text{kN} = -2,0\text{kN}$$

Figura 20: Esforços resultantes da combinação 3.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

Figura 21: Reações de esforço normal combinação 3.



A tabela 15 apresentada a seguir contem os valores das reações das combinações, as mesmas estão apresentadas nas figuras 19 e 21. Essas reações são as cargas utilizadas para o dimensionamento da estrutura do pavilhão.

Tabela 15: Valores das reações.

Combinações 2		
Banzo inferior		
Peça	Tração (KN)	Compressão (KN)
3A	7,3	0
3B	66	0
3C	73	0
3D	67,4	0
3E	56,1	0
5E	56,1	0
5D	67,5	0
5C	73,2	0
5B	66,5	0
5A	7,6	0

Combinações 3		
Banzo inferior		
Peça	Tração (KN)	Compressão (KN)
3A	0	-14
3B	0	-100,4
3C	0	-108,1
3D	0	-100,6
3E	0	-84,4
5E	0	-84,4
5D	0	-100,7
5C	0	-108,5
5B	0	-101,1
5A	0	-14,5

Maior tração	73,2
Maior compressão	108,5

Combinações 2		
Banzo superior		
Peça	Tração (KN)	Compressão (KN)
2A	0	-16,6
2B	0	-34,4
2C	0	-80,4
2D	0	-88,9
2E	0	-84,7
4E	0	-84,8
4D	0	-89,2
4C	0	-80,9
4B	0	-34,9
4A	0	-16,7

Combinações 3		
Banzo superior		
Peça	Tração(KN)	Compressão (KN)
2A	24,7	0
2B	51	0
2C	118	0
2D	127,6	0
2E	122	0
4E	122,2	0
4D	128	0
4C	118,8	0
4B	51,7	0
4A	24,8	0

Maior tração	127,6
Maior compressão	89,2

Combinações 2		
Diagonais		
Peça	Tração(KN)	Compressão (KN)
7	19,1	0
8	0	-23,6
10	0	-48,4
12	0	-8,3
14	7,3	0
16	16,2	0
18	16,3	0
20	7,5	0
22		-8
24	0	-48,4
26	0	-23,9
27	19,2	0

Maior tração	70,4
Maior compressão	48,4

Combinações 3		
Diagonais		
Peça	Tração(KN)	Compressão (KN)
7	0	-29
8	34,7	0
10	70,4	0
12	9,3	0
14	0	-9,9
16	0	-23,2
18	0	-23,4
20	0	-10,2
22	8,9	0
24	70,4	0
26	35,1	0
27	0	-29,2

Combinações 2		
Montante		
Peça	Tração(KN)	Compressão (KN)
1	0	-16,2
9	8,7	0
11	4,6	0
13	0	-4,7
15	0	-11,6
17	0	0
19	0	-11,7
21	0	-4,8
23	4,4	0
24	8,5	0
6	0	-16,1

Maior tração	24,7
Maior compressão	16,2

Fonte: Autora (2017)

Combinações 3		
Montante		
Peça	Tração(KN)	Compressão (KN)
1	24,7	0
9	0	-11,9
11	0	-5,1
13	6,4	0
15	16,6	0
17	0	0
19	16,8	0
21	6,5	0
23	0	-4,9
24	0	-11,6
6	24,6	0

#### 4.7 Dimensionamento das tesouras

Seguindo as equações apresentadas nos métodos de cálculo, que são dadas com base na NBR 8800, pode-se realizar o dimensionamento das tesouras. A seguir pode-se ver a Tabela 15 com o resumo das cargas solicitantes, cargas resistidas e perfis indicados para resistir à situação a que a estrutura está sendo exposta, as tabelas completas estão em apêndice.

Tabela 16: Dimensionamento banzos, diagonais e montantes.

BANZO SUPERIOR		
PERFIL 90x60x5mm		
Força axial de compressão resistente de cálculo	Nc, Rd=	10936,42 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	8920 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		123%
Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	21636,36 kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	28207,41 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	12760 kgf
TRAÇÃO ATENDE		170%
BANZO INFERIOR		
PERFIL 90x60x5mm		
Força axial de compressão resistente de cálculo	Nc, Rd=	11166,25 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	10850 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		103%
Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	21636,36 kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	28207,41 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	7320 kgf
TRAÇÃO ATENDE		296%
DIAGONAL		
PERFIL 90x60x5mm		
Força axial de compressão resistente de cálculo	Nc, Rd=	5904,349 kgf



Força solicitante	Nc, Sd=	4840	kgf
COMPRESSÃO ATENDE		122%	
Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	21636,36	kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	28207,41	kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	7040	kgf
TRAÇÃO ATENDE		307%	
SOLDA			
Comp.	6	cm	
Altura	0.3	cm	

MONTANTE			
PERFIL 90x25x4mm			
Força axial de compressão resistente de cálculo	Nc, Rd=	1732,909	kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	1620	kgf
COMPRESSÃO ATENDE		107%	
Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	11295,45	kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	14725,93	kgf
Força solicitante	Nt, Sd=	2470	kgf
TRAÇÃO ATENDE		457%	
SOLDA			
Comp.	6	cm	
Altura	0,3	cm	

Fonte: Autora (2017)

Para maior facilidade na montagem e com o intuito de evitar problemas na mesma, optou-se por dimensionar os perfis para a maior carga solicitante de cada parte da tesoura e utilizar o mesmo perfil para as demais. Como exemplos disso as diagonais serão todas feitas com o mesmo perfil metálico, mesmo que em alguns casos apresente uma menor carga.

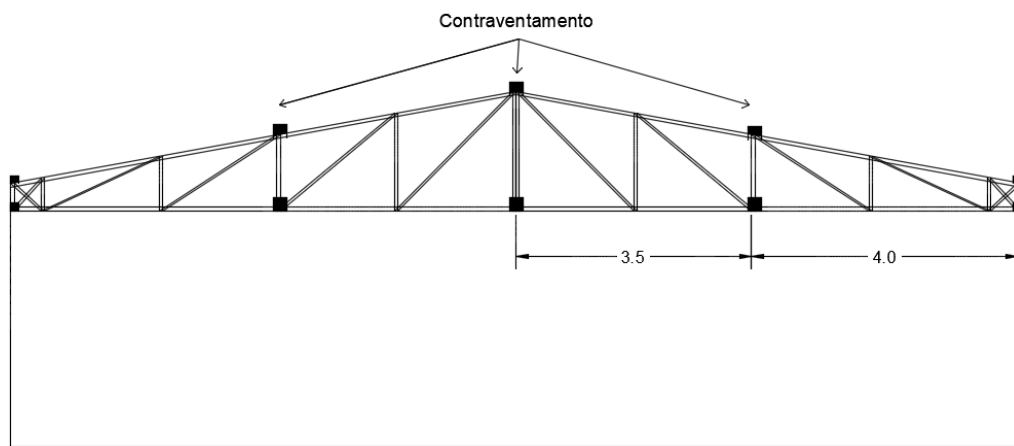
Além disso, os perfis U determinados para a montagem das tesouras foram determinados de modo como que todos tenham o mesmo tamanho de alma, para que

seja possível a montagem da estrutura sem folgas. Sendo possível a execução de solda para a montagem das tesouras metálicas.

#### 4.8 Dimensionamento dos contraventamentos

Para o dimensionamento dos contraventamentos considerou-se a área de influência de cada uma das peças. O mesmo será dimensionado para a maior situação de carga, e todos serão utilizados do mesmo tamanho para facilitar a execução da obra. A Figura 22 apresenta a localização dos contraventamento.

Figura 22: Localização dos contraventamentos.



Fonte: Autora (2017)

Área de influência parede =  $3,75 \times 1,75$

Área de influência oitão =  $3,75 \times 0,9$

Pressão na parede = -1,0 e +1,0

$$((3,75 \times 1,75m) + (3,75 \times 0,9)) * \frac{0,75kN}{m^2} * (-1) = -7,45kN/m$$

$$((3,75 \times 1,75m) + (3,75 \times 0,9)) * \frac{0,75kN}{m^2} * (1) = 7,45kN/m$$

Figura 23: Carga e reação do contraventamento.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

Para atender as solicitações desta carga deve ser utilizado um perfil U, tamanho 75x40x4,18mm, como pode ser visto na Tabela 16, que é um resumo do dimensionamento apresentada a seguir, elaborada com base nas equações determinadas pela NBR 8800.

Tabela 17: Dimensionamento dos contraventamentos.

CONTRAVENTAMENTO		
PERFIL 75x40x4,18mm		
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	3,7483
Fator de redução resistência a compressão	$X =$	0,0624
Força axial de compressão resistente de cálculo	$N_c, R_d =$	821,39 kgf
Força solicitante	$N_c, S_d =$	740 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		111%
Escoamento da seção bruta	$N_t, R_d =$	13159,0 kgf
Ruptura da seção líquida	$N_t, R_d =$	17155,5 kgf
Força solicitante	$N_t, S_d =$	740 kgf
TRAÇÃO ATENDE		1778%
SOLDA		
Comp.	4 cm	
Altura	0,3 cm	

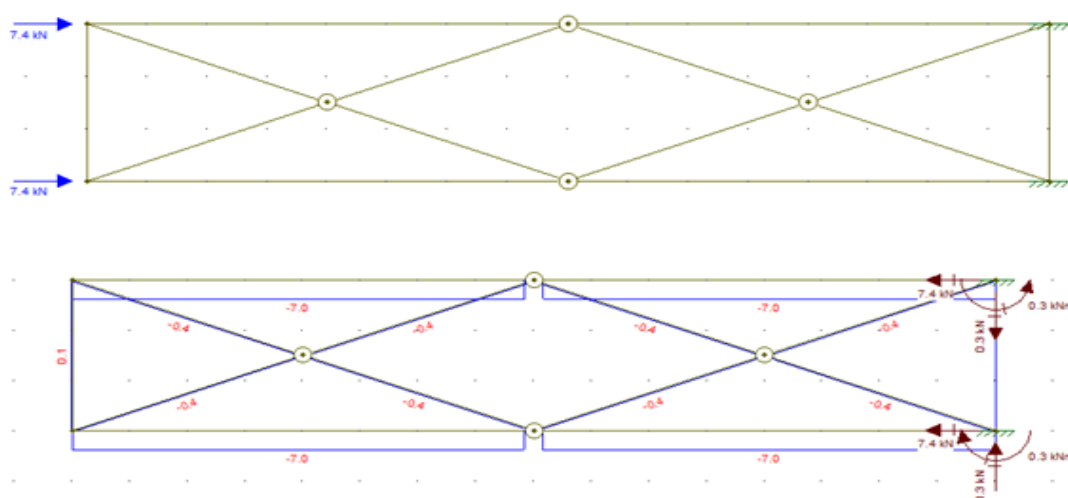
Fonte: Autora (2017)

De acordo com a tabela anteriormente apresentada pode-se observar que o fator de redução de resistência à compressão, é de apenas 6%, e isso acarreta na necessidade de um perfil mais robusto, mesmo que a carga a ser resistida pela peça seja

relativamente pequena. De acordo com isso optou-se por tomar medidas capazes de diminuir o perfil necessário para atender essa situação.

Com o objetivo de atender essa carga e melhorar econômica, optou-se pela colocação de diagonais metálicas nos contraventamentos, diminuindo assim o comprimento de flambagem da peça. A seguir a Figura 24 mostra a colocação das diagonais para diminuição do comprimento de flambagem, e a Tabela 17 apresenta o dimensionamento com esta situação.

Figura 24: Carga e reação do contraventamento com diagonais.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

Tabela 18: Dimensionamento dos contraventamentos com diagonais.

CONTRAVENTAMENTO COM DIAGONAIS		
PERFIL 50x30x3mm		
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	2,599989
Fator de redução resistência a compressão	$X =$	0,129735
Força axial de compressão resistente de cálculo	$N_c, R_d =$	869,8132 kgf
Força solicitante	$N_c, S_d =$	700 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		124%
Escoamento da seção bruta	$N_t, R_d =$	6704,545 kgf
Ruptura da seção líquida	$N_t, R_d =$	8740,741 kgf
Força solicitante	$N_t, S_d =$	700 kgf
TRAÇÃO ATENDE		958%

Fonte: Autora (2017)

Para as diagonais dos contraventamentos esta apresentado na Tabela 18 a seguir. Como pode-se analisar nessa tabela o perfil indicado para utilização esta dimensionado além do necessário para resistir a carga solicitada a ele, o mesmo poderia ser menor para a carga de solicitação deste caso, porém este é o menor perfil com a mesma dimensão de alma, do perfil principal do contraventamento, e esse cuidado é necessário para que montagem da peça seja possível e de qualidade.

Tabela 19: Dimensionamento das diagonais.

DIAGONAIS		
PERFIL 50x20x2mm		
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	2,085677
Fator de redução resistência a compressão	$X =$	0,201607
Força axial de compressão resistente de calculo	$N_c, R_d =$	751,4437 kgf
Força solicitante	$N_c, S_d =$	40 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		1879%
Escoamento da seção bruta	$N_t, R_d =$	3727,273 kgf
Ruptura da seção líquida	$N_t, R_d =$	4859,259 kgf
Força solicitante	$N_t, S_d =$	40 kgf
TRAÇÃO ATENDE		9318%

Fonte: Autora (2017)

Com base nesse dimensionamento pode ser realizado um comparativo entre as alternativas de contraventamento.

- Para a primeira situação há a necessidade de 8 metros de perfil 75x40x4,18mm, sendo sua área de seção transversal 5,79cm<sup>2</sup>, sabendo que o peso específico do aço 7,85 g/cm<sup>3</sup>, tem-se 36,36kg de aço.
- Para a segunda situação há a necessidade de 8 metros de perfil 50x30x3mm, sendo sua área de seção transversal 2,94cm<sup>2</sup> e 8,4 metros de perfil 50x20x2mm, com área de seção transversal 1,64cm<sup>2</sup>, tem-se 29,27kg de aço.

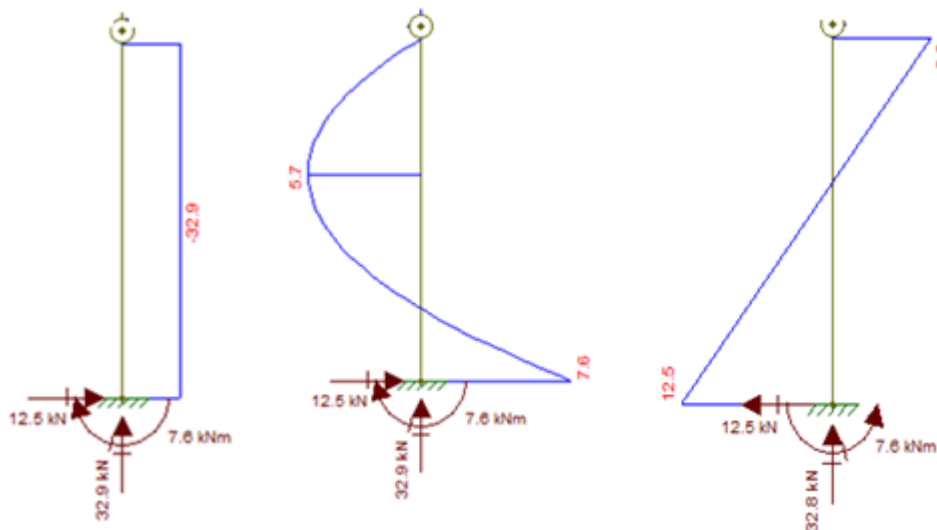
Esses dados apresentam que o segundo modelo de contraventamento, com diagonais, se torna mais econômico, já que o valor dos perfis metálicos está diretamente

relacionado com o peso do mesmo. Então como base nisso será utilizada a opção de contraventamento com diagonais.

#### 4.9 Dimensionamento dos pilares

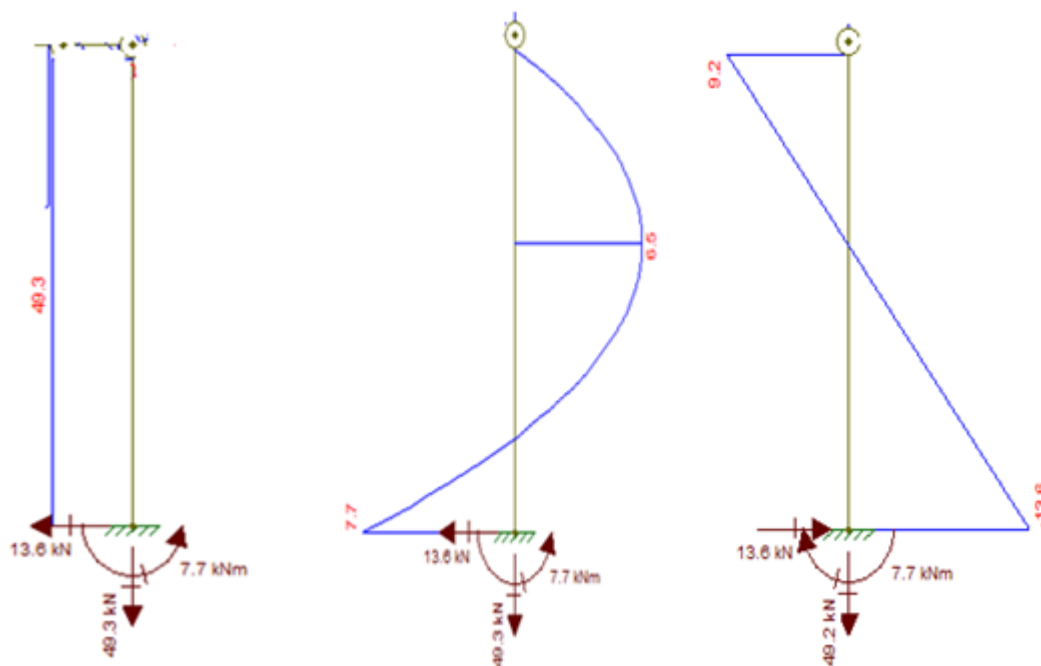
Os pilares foram dimensionados atentando para as cargas descarregadas nestes pelas tesouras bem como as cargas do vento que colidem nas paredes. As cargas utilizadas para o dimensionamento são as cargas resultantes do segundo pórtico da estrutura, isso devido a essa situação ser a pior contida na estrutura, as reações de cargas sofridas por esses pilares podem ser vistas na Figura 25 e 26.

Figura 25: Reações, combinação 2.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

Figura 26: Reações, combinação 3.



Fonte: Adaptada pela autora (2017)

Seguindo as equações determinadas pela NBR 8800, que podem ser vista nos métodos de cálculo, realizou-se o dimensionamento dos pilares para o pavilhão. A Tabela 19 a seguir apresenta o resumo das cargas solicitantes, cargas resistidas e perfil indicado para resistir á esta determinada situação.

Tabela 20: Dimensionamento dos pilares.

PILARES	
PERFIL W 150x13	
Força axial de compressão resistente de cálculo	$N_c, R_d = 10534,56 \text{ kgf}$
Força solicitante	$N_c, S_d = 3290 \text{ kgf}$
COMPRESSÃO ATENDE	320%
Escoamento da seção bruta	$N_t, R_d = 52063,64 \text{ kgf}$
Ruptura da seção líquida	$N_t, R_d = 55333,33 \text{ kgf}$
Força solicitante	$N_c, S_d = 4930 \text{ kgf}$

TRAÇÃO ATENDE		1056%
Força solicitante	Nc, Sd=	770 kgf
FLEXÃO ATENDE		177%
DETERMINAÇÃO FLEXO-COMPRESSÃO		
Nsd/Nrd	0,312305	>0,2
Nsd/Nrd+8/9*Msd/Mrd	0,533476	< 1,0
Fonte: Autora (2017)		

As resultantes dos cálculos apresentados anteriormente são referentes as cargas do segundo pórtico da estrutura, optou-se pela utilização do mesmo pilar dimensionamento para os demais pórticos do pavilhão. Essa decisão evita problemas construtivos, traz maior agilidade à obra e menor desperdício de material. Porém agrega maior valor a obra, devido as demais pórticos estarem sujeitos a uma menor carga e consequentemente a necessidade de um menor pilar.



## 5. CONCLUSÃO

O ramo avícola está em um momento de demanda crescente, e este momento apresenta a necessidade de obras rápidas, eficientes, seguras e económicas, sendo que estas qualidades podem ser encontradas nas construções em estrutura metálica. Essas necessidades surgem devido à excelência na produção que se busca nos dias de hoje, sendo os aviários cada vez mais modernos quando se trata de tecnologia de criação, então não pode-se deixar a desejar quando se trata de estrutura e durabilidade.

Um pavilhão para criação de aves se trata de uma estrutura diferenciada, quando comparada a pavilhões de indústrias de maneira geral, visto que um pavilhão para este ramo de atividade se trata de uma estrutura relativamente grande, como neste caso no tamanho de 130x15m. Devido a esses motivos, a norma NBR 6123 não abrange esta situação estrutural, devido ao tamanho, para tanto o dimensionamento foi realizado considerando que o mesmo está dentro das situações abrangidas pela norma, sendo que as cargas de vento diminuem de acordo com a distância percorrida por ele, então o dimensionamento foi realizado de forma a atender uma carga além do real de carga existente. Por esse motivo que para a construção deste pavilhão, para se ter um dimensionamento mais exato, o mesmo deve ser submetido a ensaios em túnel de vento.

As análises de carga de vento são de grande importância para a definição das cargas atuantes na estrutura. Para tanto foi realizado simulações de combinações de aberturas e situações a que a estrutura está sendo exposta, com isso a definição das

cargas atuantes foi dada de acordo com a pior situação a que a estrutura está sendo exposta, isso relacionado coeficientes de pressão interna e externas.

Após a análise das cargas de vento, e demais cargas relacionadas à estrutura, pode-se realizar o dimensionamento da estrutural do pavilhão para o aviário. Pode-se concluir que para os banzos inferior, banzos superior e diagonais o perfil indicado é perfil U 90x60x5mm, para as montantes o perfil ideal é um perfil U 90x25x4mm, e para os pilares deve-se utilizar um perfil W 150x13, para o modelo apresentado neste trabalho estes perfis demonstram a melhor possibilidade estrutural para a obra, levando em conta as questões de segurança e resistência necessária atendendo as demandas de carga e deformações.

Para este dimensionamento criou-se planilhas em excel que auxiliaram na escolha dos perfis mais adequados para estrutura. Estas possibilitam agilizam o trabalho de dimensionamento, tornando possível também, alterar os perfis até chegar no mais adequado, sendo este capaz de atender as solicitações de carga e segurança atendendo o estado limite último.

Com a utilização das planilhas criadas pode-se realizar vários testes com perfis variados, analisando qual seria o perfil mais adequado pra cada situação. Além disso foi realizada a análise de diferentes situações, com alterações de comprimento de flambagem para garantir a melhor situação econômica.

## 6. BIBLIOGRAFIA

ABNT NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas – procedimento.** 2004

ABNT NBR 6120. **Cargas para calculo de estruturas de edificações.** 1980

ABNT NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações.** 1988

ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mista de aço e concreto de edifícios.** 2008

ALBUQUERQUE, B. e LUKE, S. W, **Perito criminal federal - engenharia civil.** São Paulo. 2013

ALLEN, E. e IANO, J. **Fundamentos da engenharia de edificações: materiais e métodos.** Porto Alegre, 5º Ed. 2013

ALMEIDA, P. H. V. **Estudo e verificação de ligações metálicas parafusadas e soldadas.** Brasília, 2014

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em aço: Projeto e cálculo.** São Paulo, 5º Ed. 2006.

BEER, F. P., DEWOLF, J. T., JOHNSTON JR, E. R. e MAZUREK, D. F. **Estática e mecânica dos materiais.** Editora Bookman 2013

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Editora LTC, 2013

CHAVES, M. R. **Avaliações do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. Ouro Preto, 2007.

CHIAVERINI, V. **Aços e ferros fundidos**. São Paulo, 7° Ed. 2008

CHING, F. D. K., ONOUE, B. S. e ZUBERBUHLER, D. **Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto**. Editora Bookman 2015

DIAS, L. A. de M, **Estruturas de aço – Conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo 2002

GUANABARA, M. K. **Dimensionamento de estruturas metálicas: rotinas computacional para seleção de perfis metálicos**. Porto Alegre, 2010

IBRACON. **Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia de materiais**. São Paulo, 2007

LEET, K. M., UANG, C. e GILBERT, A. M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3° Ed. Editora Bookman 2009

NARDIN, F. A. **A Importância da Estrutura Metálica na Construção Civil**. Itatiba, 2008

PFEIL, W. e PFEIL, M. **Estrutura de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. Rio de Janeiro . 8° Ed. 2009

VALENCIANI, V. C. **Ligações em estruturas de aço**. São Carlos, 1997.

LIMA, F. B., BARBOZA, A. S. R. E GOMES, P. C. C. **Produção e controle de qualidade do concreto**. Maceió, 2003

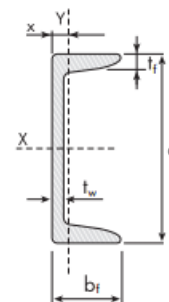
NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5° Ed. Editora Bookman 2016

## APÊNDICE

### BANZO SUPERIOR

PERFIL 90x60x5mm

<b>AÇO</b>	E	200000	Mpa	200000
	Fy	250	Mpa	2500
	Fu	400	Mpa	4000



<b>Dados do perfil</b>	A	9,52	cm <sup>2</sup>
	I <sub>x</sub>	121	cm <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub>	34,81	cm <sup>4</sup>
	W <sub>x</sub>	26,9	cm <sup>3</sup>
	r <sub>x</sub>	3,56	cm
	r <sub>y</sub>	1,91	cm

<b>Dados da alma</b>	Alma	90	mm
	b	80	mm
	t	5	mm

<b>Comp. Flambagem</b>	LX	400	cm
	LY	177	cm
	Lz	177	cm

<b>Dados da mesa</b>	b	60	mm
	t	5	mm

#### Fator de redução flambagem local

<b>Alma</b>	bt	16
	x lim	42,14356
	Q <sub>a</sub>	1

<b>Mesa</b>	λ <sub>0</sub> =	12
	λ lim	15,839192
	λ lim	29,132799
	Q <sub>s</sub>	1

Q total= 1

#### Força axial flambagem elástica

Xo	24	2,4	cm
It	8750	0,875	cm <sup>4</sup>
Cw	583200000	583,2	mm <sup>6</sup>
Ro	4,699116938	cm	
G	77000	Mpa	

N <sub>ex</sub>	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X	14927,85	kgf	149,28	kN
N <sub>ey</sub>	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y	21932,56	kgf	219,33	kN
N <sub>EZ</sub>	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z	19691,82	kgf	196,92	kN
N <sub>EXZ</sub>	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção	13717,28	kgf	137,17	kN

Índice de esbeltez reduzido

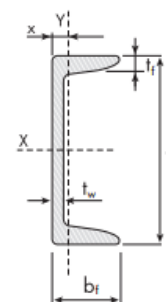
λ<sub>0</sub> = 1,317208223

Fator de redução resistência a compressão	X=	0,505464578
Força axial de compressão resistente de calculo	Nc, Rd=	10.936,42 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	8920 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		123%
Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	21.636,36 kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	28207,407 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	12760 kgf
TRAÇÃO ATENDE		170%

### BANZO INFERIOR

PERFIL 90x60x5mm

AÇO	E	200000	Mpa	200000
	Fy	250	Mpa	2500
	Fu	400	Mpa	4000



Dados do perfil	A	9,52	cm <sup>2</sup>
	I <sub>x</sub>	121	cm <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub>	34,81	cm <sup>4</sup>
	W <sub>x</sub>	26,9	cm <sup>3</sup>
	r <sub>x</sub>	3,56	cm
	r <sub>y</sub>	1,91	cm

Dados da alma	Alma	90	mm
	b	80	mm
	t	5	mm

Comp Flambagem	LX	400	cm
	LY	175	cm
	Lz	175	cm

Dados da mesa	b	60	mm
	t	5	mm

### Fator de redução flambagem local

Alma	bt	16
	x lim	42,14356
	Qa	1

Mesa	λ <sub>0</sub>	12
	λ lim	15,839192
	λ lim	29,132799
	Qs	1

Q total= 1

### Força axial flambagem elástica

X <sub>o</sub>	24	2,4	cm
I <sub>t</sub>	8750	0,875	cm <sup>4</sup>
C <sub>w</sub>	583200000	583,2	mm <sup>6</sup>
R <sub>o</sub>	4,699116938		cm
G	77000		Mpa

Nex	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X	14927,85	kgf	149,28	kN
Ney	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y	22436,74	kgf	224,37	kN
NEZ	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z	20074,35	kgf	200,74	kN
NEX					
Z	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção	14005,56	kgf	140,06	kN

Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	1,303581829
-----------------------------	---------------	-------------

Fator de redução resistência a compressão	X=	0,516087092
---	----	-------------

Força axial de compressão resistente de calculo	Nc, Rd=	11.166,25	kgf
---	---------	-----------	-----

Força solicitante	Nc, Sd=	10850	kgf
-------------------	---------	-------	-----

COMPRESSÃO ATENDE	103%
-------------------	------

Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	21.636,36	kgf
---------------------------	---------	-----------	-----

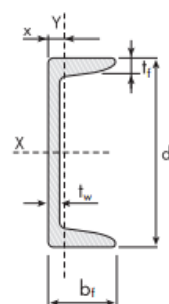
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	28207,407	kgf
--------------------------	---------	-----------	-----

Força solicitante	Nc, Sd=	7320	kgf
-------------------	---------	------	-----

TRAÇÃO ATENDE	296%
---------------	------

DIAGONAL	
PERFIL 90x60x5mm	

AÇO	E	200000	Mpa	2000000
	Fy	250	Mpa	2500
	Fu	400	Mpa	4000



Dados do perfil	A	9,52	cm <sup>2</sup>
	Ix	121	cm <sup>4</sup>
	Iy	34,81	cm <sup>4</sup>
	Wx	26,9	cm <sup>3</sup>
	rx	3,56	cm
	ry	1,91	cm

Dados da alma	Alma	90	mm
	b	80	mm
	t	5	mm

Comp. Flambagem	LX	250	cm
	LY	250	cm
	Lz	250	cm

Dados da mesa	b	60	mm
	t	5	mm

Fator de redução flambagem local	
----------------------------------	--

Alma	bt	16
	x lim	42,14356
	Qa	1

Mesa	$\lambda_0 =$	12
	$\lambda$ lim	15,839192
	$\lambda$ lim	29,132799
	Qs	1

Q total=	1
----------	---

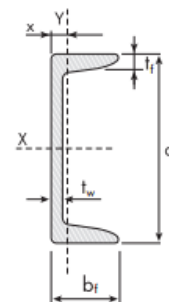
Força axial flambagem elástica						
Xo	24	2,4	cm			
It	8750	0,875	cm <sup>4</sup>			
Cw	583200000	583,2	mm <sup>6</sup>			
Ro	4,699116938	cm				
G	77000	Mpa				
Nex	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X		38215,29	kgf	382,15	N
Ney	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y		10994,00	kgf	109,94	N
NEZ	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z		11392,53	kgf	113,93	N
NEXZ	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção		7405,68	kgf	74,06	N
Índice de esbeltez reduzido			λ <sub>0</sub> =	1,792692992		
Fator de redução resistencia a compressão			X=	0,272890082		
Força axial de compressão resistente de calculo			Nc, Rd=	5.904,35    kgf		
Força solicitante			Nc, Sd=	4840    kgf		
COMPRESSÃO ATENDE			122%			
Escoamento da seção bruta			Nt, Rd=	21.636,36    kgf		
Ruptura da seção líquida			Nt, Rd=	28207,407    kgf		
Força solicitante			Nc, Sd=	7040    kgf		
TRAÇÃO ATENDE			307%			
SOLDA						
Comp.	6	cm	fy=	25    kg/cm²		
Altura	0,3	cm	fw=	41,5    kg/cm²		
tw	0,212132034    cm					
Amb	1,8					
Aw	1,272792206					
Ruina metal base	24,54545	KN	2454,545	kgf		
Ruina metal solda	23,47595	KN	2347,595	kgf		
Para quatro cordão de solda			9390,378	kgf	ATENDE	



## MONTANTE

PERFIL 90x25x4mm

AÇO	E	200000 Mpa	2000000
	Fy	250 Mpa	2500
	Fu	400 Mpa	4000



Dados do perfil	A	4,97	cm <sup>2</sup>
	I <sub>x</sub>	49,6	cm <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub>	2,39	cm <sup>4</sup>
	W <sub>x</sub>	11	cm <sup>3</sup>
	r <sub>x</sub>	3,16	cm
	r <sub>y</sub>	0,69	cm

Dados da alma	Alma	90	mm
	b	82	mm
	t	4	mm

Comp. Flambagem	LX	145	cm
	LY	145	cm
	Lz	145	cm

Dados da mesa	b	25	mm
	t	4	mm

## Fator de redução flambagem local

Alma	bt	20,5
	x lim	42,14356
	Qa	1

Mesa	λ <sub>0</sub> =	6,25
	λ lim	15,839192
	λ lim	29,132799
	Qs	1

Q total= 1

## Força axial flambagem elástica

X <sub>o</sub>	7,8125	0,78125	cm
I <sub>t</sub>	2986,666667	0,298667	cm <sup>4</sup>
C <sub>w</sub>	44824218,75	44,82422	mm <sup>6</sup>
R <sub>o</sub>	3,327469243	cm	
G	77000	Mpa	

N <sub>ex</sub>	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X	46566,91	kgf	465,67	kN
N <sub>ey</sub>	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y	2243,85	kgf	22,44	kN
N <sub>EZ</sub>	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z	5877,91	kgf	58,78	kN
N <sub>EXZ</sub>	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção	2173,55	kgf	21,74	kN

Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	2,39091312
Fator de redução resistência a compressão	X=	0,153416476
Força axial de compressão resistente de calculo	Nc, Rd=	1.732,91    kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	1620    kgf

COMPRESSÃO ATENDE	107%
-------------------	------

Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	11.295,45 kgf
---------------------------	---------	---------------

Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	14725,926 kgf
--------------------------	---------	---------------

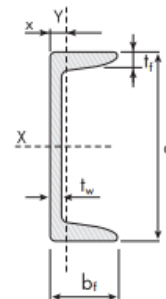
Força solicitante	Nc, Sd=	2470 kgf
-------------------	---------	----------

TRAÇÃO ATENDE	457%
---------------	------

SOLDA					
Comp.	6	cm	fy=	25	kg/cm <sup>2</sup>
Altura	0,2	cm	fw=	41,5	kg/cm <sup>2</sup>
tw	0,141421356	cm			
Amb	1,2				
Aw	0,848528137				
Ruína metal base	16,36364	KN		1636,364	kgf
Ruína metal solda	15,65063	KN		1565,063	kgf
Para quatro cordão de solda		6260,252	kgf	ATENDE	

CONTRAVENTAMENTO	
PERFIL 75x40x4,18mm	

AÇO	E	200000	Mpa	2000000
	Fy	250	Mpa	2500
	Fu	400	Mpa	4000



	A	5,79	cm <sup>2</sup>
	Ix	48	cm <sup>4</sup>
	Iy	9,02	cm <sup>4</sup>
	Wx	12,8	cm <sup>3</sup>
	rx	2,87	cm
	ry	1,24	cm

Dados da alma	Alma	75	mm
	b	67	mm
	t	4,18	mm

Comp. Flambagem	LX	400	cm
	LY	400	cm
	Lz	400	cm

Dados da mesa	b	40	mm
	t	4	mm

Fator de redução flambagem local	
----------------------------------	--

Alma	bt	16,02871
	x lim	42,14356
	Qa	1

Mesa	$\lambda_0 =$	10
	$\lambda_{lim}$	15,839192
	$\lambda_{lim}$	29,132799
	Qs	1

Q total= 1

Força axial flambagem elástica			
Xo	15,23809524	1,52381	cm
It	3773,455987	0,377346	cm <sup>4</sup>
Cw	107485714,3	107,4857	mm <sup>6</sup>
Ro	3,478001648		cm
G	77000		Mpa

Nex	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X	5921,79	kgf	59,22	kN
Ney	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y	1112,80	kgf	11,13	kN
NEZ	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z	3498,22	kgf	34,98	kN
NEXZ	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção	1030,25	kgf	10,30	kN

Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	3,748335382
-----------------------------	---------------	-------------

Fator de redução resistência a compressão	X=	0,062419848
---	----	-------------

Força axial de compressão resistente de calculo	Nc, Rd=	821,39	kgf
---	---------	--------	-----

Força solicitante	Nc, Sd=	740	kgf
-------------------	---------	-----	-----

COMPRESSÃO ATENDE	111%
-------------------	------

Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	13.159,09	kgf
---------------------------	---------	-----------	-----

Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	17155,556	kgf
--------------------------	---------	-----------	-----

Força solicitante	Nt, Sd=	740	kgf
-------------------	---------	-----	-----

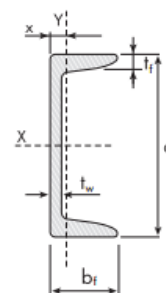
TRAÇÃO ATENDE	1778%
---------------	-------

SOLDA					
Comp.	4	cm	fy=	25	kg/cm <sup>2</sup>
Altura	0,3	cm	fw=	41,5	kg/cm <sup>2</sup>
tw	0,212132034	cm			
Amb	1,2				
Aw	0,848528137				
Ruína metal base	16,36364	KN	1636,364	kgf	
Ruína metal solda	15,65063	KN	1565,063	kgf	
Para dois cordão de solda		3130,126	kgf	ATENDE	

**CONTRAVENTAMENTO - DIAGONAIS**

PERFIL 50x30x3mm

<b>AÇO</b>	E	200000	Mpa	2000000
	Fy	250	Mpa	2500
	Fu	400	Mpa	4000



	A	2,95	cm <sup>2</sup>
	Ix	11,1	cm <sup>4</sup>
	Iy	2,63	cm <sup>4</sup>
	Wx	4,4	cm <sup>3</sup>
	rx	1,94	cm
	ry	0,94	cm

<b>Comp. Flambagem</b>	LX	400	cm
	LY	200	cm
	Lz	200	cm

<b>Dados da alma</b>	Alma	50	mm
	b	44	mm
	t	3	mm

<b>Dados da mesa</b>	b	30	mm
	t	3	mm

**Fator de redução flambagem local**

<b>Alma</b>	bt	14,66667
	x lim	42,14356
	Qa	1

<b>Mesa</b>	$\lambda_0 =$	10
	$\lambda$ lim	15,839192
	$\lambda$ lim	29,132799
	Qs	1

**Q total= 1****Força axial flambagem elástica**

Xo	11,73913043	1,173913	cm
It	990	0,099	cm <sup>4</sup>
Cw	13940217,39	13,94022	mm <sup>6</sup>
Ro	2,454642914		cm
G	77000		Mpa

Nex	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X	1369,41	kgf	13,69	kN
Ney	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y	1297,86	kgf	12,98	kN
NEZ	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z	2406,90	kgf	24,07	kN
NEXZ	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção	1090,99	kgf	10,91	kN

Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	2,599988726
-----------------------------	---------------	-------------

Fator de redução resistência a compressão	X=	0,129734853
---	----	-------------

Força axial de compressão resistente de calculo	Nc, Rd=	869,81	kgf
---	---------	--------	-----

Força solicitante	Nc, Sd=	700	kgf
-------------------	---------	-----	-----

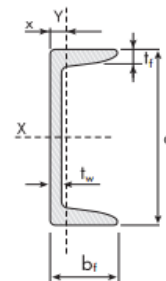
**COMPRESSÃO ATENDE****124%**

Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	6.704,55 kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	8740,7407 kgf
Força solicitante	Nt, Sd=	700 kgf
TRAÇÃO ATENDE		958%

SOLDA					
Comp.	3	cm	fy=	25	kg/cm <sup>2</sup>
Altura	0,3	cm	fw=	41,5	kg/cm <sup>2</sup>
tw	0,212132034	cm			
Amb	0,9				
Aw	0,636396103				
Ruína metal base	12,27273	KN	1227,273	kgf	
Ruína metal solda	11,73797	KN	1173,797	kgf	
Para dois cordão de solda		2347,595	kgf	ATENDE	

DIAGONAIS	
PERFIL 50x20x2mm	

AÇO	E	200000	Mpa	2000000
	Fy	250	Mpa	2500
	Fu	400	Mpa	4000



	A	1,64	cm <sup>2</sup>
	Ix	5,7	cm <sup>4</sup>
	Iy	0,6	cm <sup>4</sup>
	Wx	2,3	cm <sup>3</sup>
	rx	1,87	cm
	ry	0,6	cm

Dados da alma	Alma	50	mm
	b	46	mm
	t	2	mm

Comp. Flambagem	LX	210	cm
	LY	105	cm
	Lz	105	cm

Dados da mesa	b	20	mm
	t	2	mm

Fator de redução flambagem local	
----------------------------------	--

Alma	bt	23
	x lim	42,14356
	Qa	1

Mesa	$\lambda_0 =$	10
	$\lambda_{lim}$	15,839192
	$\lambda_{lim}$	29,132799
	Qs	1

Q total= 1

Força axial flambagem elástica				
Xo	7,058823529	0,705882	cm	
It	240	0,024	cm <sup>4</sup>	
Cw	3137254,902	3,137255	mm <sup>6</sup>	
Ro	2,086904381	cm		
G	77000	Mpa		
Nex	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X			2551,34    kgf    25,51    kN
Ney	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y			1074,25    kgf    10,74    kN
NEZ	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z			1714,05    kgf    17,14    kN
NEXZ	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção			942,52    kgf    9,43    kN
Índice de esbeltez reduzido				$\lambda_0=$ 2,085677463
Fator de redução resistência a compressão				X= 0,201606856
Força axial de compressão resistente de calculo				Nc, Rd= 751,44    kgf
Força solicitante				Nc, Sd= 40    kgf
COMPRESSÃO ATENDE				1879%
Escoamento da seção bruta				Nt, Rd= 3.727,27    kgf
Ruptura da seção líquida				Nt, Rd= 4859,2593    kgf
Força solicitante				Nt, Sd= 40    kgf
TRAÇÃO ATENDE				9318%
SOLDA				
Comp.	2	cm	fy=	25    kg/cm²
Altura	0,3	cm	fw=	41,5    kg/cm²
tw	0,212132034	cm		
Amb	0,6			
Aw	0,424264069			
Ruína metal base	8,181818	KN	818,1818	kgf
Ruína metal solda	7,825315	KN	782,5315	kgf
Para dois cordão de solda		1565,063	kgf	ATENDE

**PILARES**

PERFIL W 150x13

AÇO	E	200000 Mpa	2000000
	Fy	345 Mpa	3450
	Fu	450 Mpa	4500

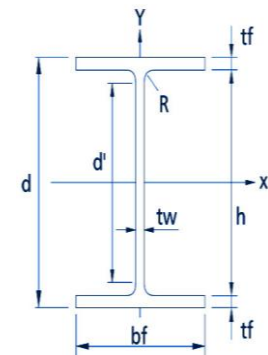
Dados do perfil	Ag	16,6	cm <sup>2</sup>
	Ix	635	cm <sup>4</sup>
	Iy	82	cm <sup>4</sup>
	It	1,72	cm <sup>4</sup>
	rx	6,18	cm
	ry	2,22	cm
	ro	2,6	cm
	Wx	85,8	cm

Comp. Flambagem	LX	350	cm
	LY	350	cm
	Lz	350	cm

Dados da alma	h	138	mm
	tw	4,3	mm

Dados da mesa	bf	148	mm
	tf	4,9	mm

bef	14,7305113
Aef	17,0001199



Fator de redução flambagem local

Alma	h/tw	32,09302	1,02	Mesa	bf/tf	30,20408163	0,49
	x lim	1,304637			$\lambda$ lim	0,49033322	
	Qa	FALSO			$\lambda$ lim	0,901862887	
					Qs	FALSO	

Q total= 0,50

Força axial flambagem elástica			
Xo	64,0467836	6,404678	cm
It	1,72	1,72	cm <sup>4</sup>
Cw	1,5524E+10	15524,43	cm <sup>6</sup>
Ro	7,26004855		cm
G	132,825		Mpa
Beta 1	0,06023459		

Nex	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X	102322,09	kgf	1023,22	N
Ney	Flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y	13213,25	kgf	132,13	N
NEZ	Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z	-	kgf	-	N
NEXZ	Força normal de flambagem elástica por flexo-torção	-	kgf	-	N

Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 =$	1,469799363
Fator de redução resistência a compressão	X=	0,405960224
Força axial de compressão resistente de calculo	Nc, Rd=	10.534,56 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	3290 kgf
COMPRESSÃO ATENDE		320%



Escoamento da seção bruta	Nt, Rd=	52.063,64 kgf
Ruptura da seção líquida	Nt, Rd=	55333,33333 kgf
Força solicitante	Nc, Sd=	4930 kgf

TRAÇÃO ATENDE	1056%
---------------	-------

### VERIFICAÇÃO DA RESISTENCIA A FLEXÃO

FLT	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	CONDIÇÃO	Mr	Mpl		
	157,657658	42,37582	165,908	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	2.072,07	3.404,12	1.820,78	Kgf
FLM	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	CONDIÇÃO	Mr	Mpl		
	30,2040816	9,149325	23,88551	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	2.072,07	3.404,12	1.364,47	Kgf
FLA	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	CONDIÇÃO	Mr	Mpl		
	32,0930233	90,53016	137,2399	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	2.072,07	3.404,12	3.094,65	Kgf

Q	6,5	L	3,5
M, max	7,7	kN.m	
V, max	11,375	kN.m	
Ma	7,46484375	kN.m	
Mb	9,953125	kN.m	
Mc	7,46484375	kN.m	
Cb	0,92680358		

Força solicitante	Nc, Sd=	770 kgf
-------------------	---------	---------

FLEXÃO ATENDE	177%
---------------	------

### DETERMINAÇÃO FLEXO-COMPRESSÃO

Dados	
Nc, Sd	32,9 kN
Nc, Rd	105,35 kN
Nex	1.023,22 kN

$\beta_1$	1,03322155
Msd2	7,95580597 kN.m

Nsd/Nrd	0,31230537 > 0,2
---------	------------------

Nsd/Nrd+8/9*Ms d/Mrd	0,5334756 < 1,0
-------------------------	-----------------

Mmax	7,70 kN.m
MRd,x	30,95 kN.m